

# **Schubdübel – Shear Lugs**

## **Ein Modell zur Berechnung von Einbauteilen mit Schubdübeln**

Zur Erlangung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR

an der Fakultät Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Dresden  
eingereichte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Harald Michler  
geb. am 24.02.1964 in Tübingen

Gutachter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach  
o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. phil. Konrad Bergmeister  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Eingereicht am: 24.5.2006

Tag der mündlichen Prüfung: 15.12.2006

Dresden, 2007





## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden.

Ermöglicht wurde sie durch die Bearbeitung des Forschungsvorhabens Cu 37/3-1 „*Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln im Betonbau zur Übertragung großer Schubkräfte*“, das von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert wurde.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Manfred Curbach, der diese Arbeit ermöglicht, gefördert, betreut und auch freundlicherweise die Begutachtung übernommen hat.

Weiterer Dank gilt den Herren Prof. Konrad Bergmeister und Prof. Jürgen Schnell, die sich bereit erklärt haben, diese Arbeit zu prüfen und zu beurteilen.

Bedanken möchte ich mich bei den Mitarbeitern des Otto-Mohr-Labors, die die Herstellung der Versuchskörper übernommen und die Versuche durchgeführt haben sowie bei den Mitarbeitern der Zentralwerkstatt der TU Dresden.

Mein Dank gilt auch allen meinen Kollegen und Bekannten und an erster Stelle den Ungenannten für die Unterstützung meiner Arbeit. Mein besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Dirk Proske, der immer ein offenes Ohr für meine Probleme und Ideen hatte und mir half, meine Gedanken zu sortieren, auszurichten und zu wichten. Sein hilfreiches „könnte man so sagen, ...“ bevor er das Gehörte näher analysierte....

Weiterer Dank gebührt den Damen Frau Dipl.-Ing. Silke Scheerer und Frau Angela Heller, die sorgfältig und geduldig das Lektorat übernommen haben.

Allen ein herzliches, von Herzen kommendes Dankeschön.

Harald Michler



## Förderung

Das Versuchsprogramm, das mir den Einstieg in das Thema geboten hat und das dann Grundlage für die Entwicklung des Bemessungsverfahrens wurde, verdankt seine Durchführbarkeit der Förderung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft. Mit dem DFG-Forschungsvorhaben Cu 37/3-1

„Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln im Betonbau zur Übertragung großer Schubkräfte“

wurde Herrn DR. KÖRNER die Durchführung von Versuchen ermöglicht, die seine bisherigen Arbeiten weiterführen sollten. Jedoch konnte er das Forschungsvorhaben nicht zu Ende führen und übergab die Arbeiten mit dem vorläufigen Zwischenbericht an die DFG. Dieser Umstand ermöglichte es mir, die Arbeiten fortzuführen und zu dem vorliegenden Bemessungskonzept auszubauen.



| Inhalt | Seite   |
|--------|---|
| 1      | Einführung ..... 7                                    |
| 1.1    | Was sind Schubdübel ..... 7                           |
| 1.2    | Warum Schubdübel – und nicht Kopfbolzen ..... 9       |
| 1.3    | Definition der Schubdübel ..... 11                    |
| 1.4    | Wo können Schubdübel eingesetzt werden ..... 12       |
| 1.5    | Ziel und Gliederung der Arbeit ..... 12               |
| 2      | Stand der Forschung ..... 19                          |
| 2.1    | Vorarbeiten ..... 21                                  |
| 2.2    | Richtlinien ..... 29                                  |
| 2.3    | Normung im Stahlverbundbau – E/V DIN 18800-5 ..... 30 |
| 2.4    | Zahnleisten ..... 33                                  |
| 2.5    | ETV Beton..... 34                                     |
| 2.6    | Versuche von Cook..... 36                             |
| 2.7    | Kopfbolzendübel– Tragverhalten..... 39                |
| 2.7.1  | Bemessungskonzept für Kopfbolzendübel ..... 40        |
| 2.7.2  | Längskraft- oder Normalkraft-übertragung..... 41      |
| 2.7.3  | Querkraftübertragung ..... 42                         |
| 2.7.4  | Verformungsvermögen..... 47                           |
| 2.8    | Tragfähigkeit von Ankerplatten ..... 48               |
| 2.9    | Fazit ..... 51  |
| 3      | Das Versuchsprogramm ..... 53                         |
| 3.1    | Zielstellung ..... 53                                 |
| 3.2    | Durchführung der Versuche..... 55                     |
| 4      | Auswertung der Versuche ..... 63                      |
| 4.1    | Analyse des Schubdübeltragverhaltens ..... 65         |
| 4.2    | Grundfälle des Betonversagens..... 66                 |
| 4.2.1  | Grundfall a) ..... 67                                 |

| Inhalt  | Seite   |
|---------|---|
| 4.2.2   | Grundfall b) ..... 68   |
| 4.2.3   | Grundfall c) ..... 69   |
| 4.2.4   | Grundfall d) ..... 70   |
| 4.3     | Einteilung des Betonversagens nach der Lokalität ..... 71                         |
| 4.3.1   | Betonversagen vor der Grundplatte infolge $V_{ks}$ ..... 72                       |
| 4.3.2   | Betonversagen vor dem Dübel, Gesamtversagen $V_{ges}$ ..... 73                    |
| 4.4     | Versagen des Dübels ..... 76  |
| 4.5     | Ankerversagen ..... 77  |
| 4.6     | Ein erstes, vereinfachtes Modell ..... 78   |
| 4.6.1   | Herleitung des Nachweises ..... 79  |
| 4.6.1.1 | Versuche mit reiner Schubbeanspruchung ..... 79                                   |
| 4.6.1.2 | Versuche mit zusätzlicher Normalkraft- und/oder<br>Momentenbeanspruchung. .... 81 |
| 4.6.2   | Allgemeine Bemessungsgleichung ..... 82   |
| 4.6.3   | Bemessungsmodell ..... 83   |
| 4.7     | Fazit und Probleme der Versuchsauswertung ..... 88                                |
| 5       | Betrachtung der Lastübertragung in den Beton ..... 91                             |
| 5.1     | Grundlage – Finite Elemente Modell ..... 91                                       |
| 5.2     | Modellierung – ANSYS ..... 91   |
| 5.3     | Die Lastübertragung vor dem Dübel ..... 93  |
| 6       | Ergänzung der Datenbasis mit FEM – Atena ..... 103                                |
| 6.1     | Anwendbarkeit von 2D ..... 103  |
| 6.2     | Zur Anwendung von Atena ..... 107   |
| 6.3     | Lösung und Nachrechenverfahren ..... 111  |
| 6.4     | LUG – Grundwerte unendlich steifer Zuganker ..... 113                             |
| 6.4.1   | Modell und Parameter ..... 113  |
| 6.4.2   | Lagerung und Modellierung ..... 115   |

| Inhalt  | Seite   |
|---------|---|
| 6.4.3   | Ergebnisse der Berechnung ..... 117                               |
| 6.4.3.1 | Grundwert Lastübertragung vor dem Dübel – $R_{Lug}^*$ ..... 118   |
| 6.4.3.2 | Grundwert Lastangriff vor dem Dübel – $e_{Lug}^*$ ..... 120       |
| 6.4.3.3 | Grundwert Verschiebung vor dem Dübel – $v_{Lug}^*$ ..... 121      |
| 6.5     | LUG – Korrektur am verformten Modell Untersuchung ..... 122       |
| 6.5.1   | Zugankersteifigkeit ..... 122                                     |
| 6.5.2   | System und Belastung..... 123                                     |
| 6.5.3   | Exzentrizität – e ..... 124                                       |
| 6.5.4   | Normalbeanspruchung..... 125                                      |
| 6.5.5   | Ergebnisse der Berechnung ..... 126                               |
| 6.6     | LUG – Korrektur am verformten Modell Rechenvorschriften ..... 129 |
| 6.6.1   | Querdruckkraft..... 130   |
| 6.6.2   | Kontaktkraft ..... 134  |
| 6.6.3   | Reibung ..... 135   |
| 6.6.4   | Korrektur am Dübel ..... 135                                      |
| 6.7     | LUG – Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchswerten..... 142  |
| 6.7.1   | Einfluss des Mehraxialfaktors..... 145                            |
| 6.7.2   | Einfluss der Reibung..... 148                                     |
| 6.7.3   | Einfluss der Ankerkopfverschiebung ..... 151                      |
| 6.7.4   | Fazit ..... 153   |
| 6.8     | LUG – Verformungsberechnung ..... 155                             |
| 6.9     | LUG – Zusammenstellung der Formeln ..... 158                      |
| 6.9.1   | Grundwerte im Modell LUG ..... 160                                |
| 6.9.2   | LUG – Korrektur..... 161  |
| 6.9.2.1 | Ankerverformung..... 161  |
| 6.9.2.2 | Querdruckkraft vor dem Dübel ..... 162                            |
| 6.9.2.3 | Korrektur am Dübel ..... 162                                      |

| Inhalt   | Seite  |
|----------|--|
| 6.9.2.4  | Korrektur der Dübellast $\Delta R_2$ ..... 163                   |
| 6.9.2.5  | Kontaktkraft $F_0$ ..... 163                                     |
| 6.9.2.6  | Gleichgewicht..... 164   |
| 6.9.2.7  | Längsverschiebung..... 164                                       |
| 6.9.2.8  | Zusammenstellung Verformungen am Kragarm ..... 165               |
| 6.10     | BASE – Grundwerte unendlich steifer Zuganker ..... 166           |
| 6.10.1   | Modell und Parameter ..... 166                                   |
| 6.10.2   | Ergebnisse der Berechnung – Grundwerte..... 168                  |
| 6.10.2.1 | Grundwert Lastübertragung vor der Stirn – $R^*_{Base}$ ..... 168 |
| 6.10.2.2 | Grundwert Lastangriff vor der Stirn – $e^*_{Base}$ ..... 173     |
| 6.10.2.3 | Grundwert Verschiebung vor der Stirn – $v^*_{Base}$ ..... 174    |
| 6.11     | BASE – Korrektur am verformten Modell ..... 175                  |
| 6.12     | Modell BASE – Verformungsberechnung ..... 181                    |
| 6.13     | Vergleich der Nachrechnung mit Versuchswerten ..... 183          |
| 6.14     | BASE – Zusammenstellung der Formeln..... 183                     |
| 6.14.1   | Grundwerte im Modell BASE ..... 185                              |
| 6.14.2   | BASE – Korrektur..... 186  |
| 6.14.2.1 | Ankerverformung..... 186   |
| 6.14.2.2 | Grenzdrehwinkel..... 186   |
| 6.14.2.3 | Korrektur Kraft vor der Stirn..... 187                           |
| 6.14.2.4 | Korrektur Schwerpunkt vor der Stirn ..... 188                    |
| 6.14.2.5 | Kontaktkraft $F_0$ ..... 188                                     |
| 6.14.2.6 | Gleichgewicht..... 189   |
| 6.14.2.7 | Längsverschiebung..... 189                                       |
| 6.15     | Kombination der Modelle..... 190                                 |
| 6.15.1   | Umsetzung ..... 193  |
| 6.15.2   | Vergleich mit den Versuchsergebnissen..... 195                   |



| Inhalt | Seite  |
|--------|--|
| 6.15.3 | Wertung..... 198                                   |
| 6.15.4 | Gefilterte Auswertung ..... 201                    |
| 6.15.5 | Gültigkeit der Ergebnisse..... 204                 |
| 7      | Nachrechnungsmodell für Schubdübel ..... 205       |
| 7.1    | Ziel ..... 205                                     |
| 7.2    | Problematik..... 205                               |
| 7.3    | Vorgehen ..... 208                                 |
| 7.4    | Zerlegen..... 209                                  |
| 7.5    | Berechnung Modell LUG ..... 211                    |
| 7.5.1  | Grundwerte am Modell LUG ..... 211                 |
| 7.5.2  | Korrektur am verformten Modell LUG ..... 215       |
| 7.5.3  | Ankerverformung..... 217                           |
| 7.5.4  | Querdruckkraft vor dem Dübel ..... 218             |
| 7.5.5  | Korrektur am Dübel ..... 219                       |
| 7.5.6  | Korrektur der Dübellast $\Delta R_2$ ..... 221     |
| 7.5.7  | Kontaktkraft $F_0$ ..... 224                       |
| 7.5.8  | Gleichgewicht..... 224                             |
| 7.6    | Modell BASE ..... 226                              |
| 7.6.1  | Grundwerte am Modell BASE ..... 226                |
| 7.6.2  | Korrektur am verformten Modell BASE ..... 229      |
| 7.6.3  | Ankerverformung..... 230                           |
| 7.6.4  | Grenzdrehwinkel..... 231                           |
| 7.6.5  | Korrektur..... 231                                 |
| 7.6.6  | Kontaktkraft $F_0$ ..... 233                       |
| 7.6.7  | Gleichgewicht..... 234                             |
| 7.7    | Kombination der Modelle..... 235                   |
| 7.7.1  | Last-Verschiebungs-Beziehung – Modell LUG..... 235 |

| Inhalt    | Seite   |
|-----------|---|
| 7.7.2     | Last-Verschiebungs-Beziehung – Modell BASE..... 237 |
| 7.7.3     | Fallunterscheidungen ..... 238                      |
| 7.7.4     | Verträglichkeit..... 239                            |
| 7.8       | Ein Beispiel ..... 241                              |
| 7.8.1     | Zerlegen..... 242                                   |
| 7.8.2     | Berechnung Modell LUG ..... 242                     |
| 7.8.2.1   | Eingangswerte..... 242                              |
| 7.8.2.2   | Grundwerte am Modell LUG ..... 243                  |
| 7.8.2.3   | Gleichgewicht am unverformten System ..... 244      |
| 7.8.2.4   | Korrektur am verformten Modell LUG ..... 244        |
| 7.8.2.4.1 | Ankerverformung..... 245                            |
| 7.8.2.4.2 | Querdruckkraft..... 245                             |
| 7.8.2.4.3 | Kontaktkraft ..... 245                              |
| 7.8.2.4.4 | Reibkraft ..... 246                                 |
| 7.8.2.4.5 | Korrektur am Dübel ..... 246                        |
| 7.8.2.4.6 | Korrektur der Dübellast..... 246                    |
| 7.8.2.5   | Gleichgewicht..... 247                              |
| 7.8.2.6   | Ergebnis Modell LUG..... 248                        |
| 7.8.3     | Berechnung Modell BASE ..... 249                    |
| 7.8.3.1   | Eingangswerte..... 249                              |
| 7.8.3.2   | Grundwerte am Modell BASE ..... 249                 |
| 7.8.3.3   | Gleichgewicht am unverformten System ..... 250      |
| 7.8.3.4   | Korrektur am verformten Modell BASE ..... 250       |
| 7.8.3.4.1 | Grenzdrehwinkel..... 251                            |
| 7.8.3.5   | Korrektur der Kraftübertragung BASE..... 251        |
| 7.8.3.5.1 | Kontaktkraft ..... 251                              |
| 7.8.3.5.2 | Reibkraft ..... 252                                 |

| Inhalt  | Seite |
|---|-------|
| 7.8.3.5.3 Schubkraft .....                              | 252   |
| 7.8.3.6 Gleichgewicht.....                              | 252   |
| 7.8.3.7 Ergebnis Modell BASE.....                       | 252   |
| 7.8.4 Kombination der Modelle.....                      | 253   |
| 7.8.4.1 Last-Verschiebungs-Beziehung – Modell LUG.....  | 253   |
| 7.8.4.2 Last-Verschiebungs-Beziehung – Modell BASE..... | 253   |
| 7.8.4.3 Kombination und Fallunterscheidungen.....       | 254   |
| 7.8.5 Verträglichkeit.....                              | 256   |
| 8 Bemerkungen zum Sicherheitskonzept .....              | 257   |
| 8.1 Statistische Auswertung der Einflussfaktoren.....   | 257   |
| 8.2 Betrachtungen zum Sicherheitskonzept .....          | 264   |
| 8.3 Anwendung von Korrekturfaktoren.....                | 268   |
| 9 Fazit zur Tragwirkung – Ausblick.....                 | 271   |
| 10 Verzeichnisse.....                                   | 274   |
| 10.1 Verzeichnis der Literatur .....                    | 274   |
| 10.2 Verzeichnis der Bilder .....                       | 281   |
| 10.3 Verzeichnis der Tabellen.....                      | 287   |
| 11 Anhänge .....  | 289   |



## THESEN

Befestigungen mit Schubdübeln sind leistungsfähig, aber werden derzeit wenig verwendet

Genormt sind hauptsächlich Befestigungen mit einer verhältnismäßig kleinen Querbelastrung

Befestigungen mit Schubdübeln werden bisher nur konstruktiv und überschlägig bemessen und nachgewiesen

Befestigungen mit Schubdübeln haben eine hohe Lastübertragungskapazität, da die Beanspruchung auf spezialisierte Bauteile aufgeteilt wird

Befestigungssysteme mit Schubdübeln haben eine hohe Lastübertragungskapazität, da die beteiligten Materialien materialgerecht beansprucht werden

Ein globaler Schwerpunkt für die vor dem Dübel übertragene Last existiert nicht

Bei Befestigungen mit Schubdübeln werden mehrere Tragmechanismen kombiniert, die aber einzeln berechnet und nachgewiesen werden können

Eine komplette Entkopplung der Tragmechanismen für Querkraftübertragung und Schubkraftübertragung ist möglich

Befestigungen mit Schubdübeln erlauben eine wirtschaftliche und sichere Lastenleitung oberflächenparalleler Lasten

Das vorgestellte Bemessungsverfahren erlaubt die sichere Ausnutzung und Beurteilung der Kapazität der Befestigungen mit Schubdübeln und kann somit die Attraktivität dieser Bauteile für die Anwendung erhöhen



## Formelzeichen und Abkürzungen

### Große Formelzeichen:

|                     |   |
|---------------------|---|
| $A_c$               | Summarische Dübelfläche $A_c = A_L + A_B$   |
| $A_L, A_{Lug}$      | Lastübertragungsfläche vor dem Dübel; $A_{Dübel}$ , $A_D$ wird in den Arbeiten von Körner verwendet       |
| $A_B, A_{Base}$     | Lastübertragungsfläche vor der Grundplatte; $A_{Stirn}$ , $A_S$ wird in den Arbeiten von Körner verwendet |
| $EA_A, EA_{Anchor}$ | Effektive Zugsteifigkeit des Zugankers  |
| $EI_B, EI_{Base}$   | Biegesteifigkeit der Grundplatte  |
| $EI_L, EI_{Lug}$    | Biegesteifigkeit im Schubdübel  |
| $E$                 | E-Modul   |
| $F, F_E$            | Normalkraft als äußere Last, allgemeine eine Kraft  |
| $F_0$               | Vertikale Kontaktkraft aus Gleichgewicht  |
| $F_L, F_{Lug}$      | Vertikale Kraft vor dem Dübel, aus Querdruck  |
| $F_A, F_{Anchor}$   | Ankerzugkraft im Zuganker   |
| $M, M_E$            | Moment als äußere Last  |
| $M_{ud}$            | Bemessungswert der Bruchlast - Momentenbeanspruchung  |
| $N$                 | Normalkraft, hier normal zur Oberfläche   |
| $N_{ud}$            | Bemessungswert der Bruchlast - Normalbeanspruchung  |
| $N_y$               | Längskraft bei Erreichen der Streckgrenze im Ankerstab  |
| $GA_L, GA_{Lug}$    | Schubsteifigkeit im Schubdübel  |
| $Q$                 | Schubkraft als äußere Last, gleiche Bedeutung wie $V$   |
| $Q_{KS}$            | Äußere Schubkraft beim Versagen des Betons vor der Grundplatte  |
| $Q_{ges}$           | Äußere Schubkraft beim Bruchversagen/Gesamtversagen – maximal erreichte Bruchlast                         |
| $Q_{ud}$            | Bemessungswert der Bruchlast - Schubbeanspruchung   |

|                 |   |
|-----------------|---|
| $R$             | Resultierende Kraft, aufsummiert über den beanspruchten Betonbereich, wirkt parallel zur Schubbeanspruchung |
| $R_B, R_{Base}$ | Resultierende Kraft vor der Grundplatte   |
| $R_C, R_{Col}$  | Resultierende Kraft aus Colom̈b'scher Reibung   |
| $R_L, R_{Lug}$  | Resultierende Kraft vor dem Dübel   |
| $R_R, R_{Rear}$ | Resultierende Kraft hinter dem Dübel, aus hinterem Anliegen an den Beton                                    |
| $V, V_E$        | Schubkraft als äußere Last  |
| $V_m$           | Mittelwert der äußeren Schubkraft   |
| $V_{ges}$       | Schubkraft bei Gesamtversagen des Einbauteiles  |
| $V_{ks}$        | Schubkraft bei Versagen des Betons vor der Grundplatte  |
| $V_{Base}$      | Schubkraft bei Versagen im Modell BASE  |
| $V_{Lug}$       | Schubkraft bei Versagen im Modell LUG   |

*Kleine Formelzeichen:*

|                   |  |
|-------------------|--|
| $a_L, a_{Lug}$    | Abstand der Lastübertragungsfläche vor dem Dübel zur Grundplattenvorderkante |
| $a_A, a_{Anchor}$ | Abstand des Zugankers zur Grundplattenvorderkante                            |
| $a_{Fo}$          | Abstand der Kontaktkraft $F_0$ zur Grundplattenvorderkante                   |
| $b_B, b_{Base}$   | Breite der Grundplatte (bisher nicht benötigt)                               |
| $b_L, b_{Lug}$    | Breite des Schubdübels   |
| $e_B, e_{Base}$   | Schwerpunktabstand $R_{Base}$ zur Unterkante Grundplatte                     |
| $e_L, e_{Lug}$    | Schwerpunktabstand $R_{Lug}$ zur Unterkante Grundplatte                      |
| $e_V$             | Schwerpunktabstand $V_E$ zur Unterkante Grundplatte                          |
| $f_c, f_{ck}$     | Einachsige Betonfestigkeit nach DIN 1045-1                                   |
| $h_B, h_{Base}$   | Dicke der Grundplatte / BASE   |
| $h_L, h_{Lug}$    | Einbindetiefe des Schubdübels (LUG)  |
| $h_d$             | Einbindetiefe des Schubdübels (Lug) bei Körner, hier wird $h_L$ verwendet    |
| $h_2$             | Wirksame Schubdübeleinbindetiefe   |



|                |   |
|----------------|---|
| $l$            | Allgemein eine Länge, siehe auch $a$                      |
| $l_b$          | Einbindelänge oder Einbindetiefe der Anker und Dübel      |
| $t_L, t_{Lug}$ | Stärke des Schubdübels                                    |
| $u_A$          | Effektive Zugankerverlängerung                            |
| $u_L$          | Vertikalverschiebung an der Vorderkante des Dübels        |
| $v_{1-7}$      | Vertikale Verschiebung der Messpunkte 1-7 im Versuch      |
| $w_{1-7}$      | Horizontale Verschiebung der Messpunkte 1-7 im Versuch    |
| 4, Stelle 4    | Messpunkt über dem Zuganker auf dem Einbauteil im Versuch |
| 6, Stelle 6    | Messpunkt vor der Grundplatte auf dem Beton im Versuch    |
| $v_B$          | Horizontalverschiebung für Modell BASE                    |
| $v_{B,u}$      | Horizontalverschiebung für Modell BASE, Bruchzustand      |
| $v_L$          | Horizontalverschiebung für Modell LUG                     |
| $v_{L,u}$      | Horizontalverschiebung für Modell LUG, Bruchzustand       |
| $v_1$          | Verschiebung am Dübelfuß                                  |
| $v_2$          | Verschiebung am Dübel für Einbindetiefe $h_L^*$           |
| $v_3$          | Verschiebung am Dübelkopf für Einbindetiefe $h_L$         |

*Griechische Formelzeichen:*

|                |  |
|----------------|--|
| $\alpha$       | Faktor   |
| $\alpha_{3D}$  | Mehraxialfaktor zur Berücksichtigung der gesteigerten mehraxialen Betondruckfestigkeit gegenüber der einaxialen Betondruckfestigkeit $f_c$ |
| $\beta$        | Faktor   |
| $\sigma$       | Spannung   |
| $\sigma_{max}$ | Maximale Spannung im Bereich (betragsmäßig)  |
| $\Phi$         | Drehwinkel im Einbauteil   |

$\mu$                       Querdehnnzahl im Beton

*Wichtige Indizes:*

c                      Charakteristischer Wert

d                      Designwert

m                      Mittelwert

LUG                      Größe gilt am Schubdübel Lug bzw. im Modell LUG

BASE                      Größe gilt an der Grundplatte bzw. im Modell BASE

*Abkürzungen:*

BASE                      Für die Grundplatte

LUG                      Für den Schubdübel, die Schubknagge

ANCHOR                      Für den Zuganker zur Herstellung des Momentenausgleiches infolge Schubkrafteinleitung

# 1 EINFÜHRUNG

## 1.1 WAS SIND SCHUBDÜBEL

Schubdübel sind Befestigungssysteme zur Einleitung großer oberflächenparalleler Lasten oder Kräfte in Betonbauteile. Das Verankerungssystem Schubdübel besteht aus 3 Hauptbauteilen, siehe Bild 1:

- dem Schubdübel (LUG)
- der Grundplatte (BASE)
- und dem Zuganker (ANCHOR).

Diese 3 Bauteile bilden eine Einheit, die nur als Ganzes die äußeren Lasten  $V$ ,  $F$  und  $M$  in den Betongrund einleiten kann. Der eigentliche Schubdübel ist das hauptsächlich die Last  $V$  übertragende Bauteil, das als eine Art Knagge ausgebildet ist und ähnlich einem Rechteckdübel im Holzbau die Last überträgt. Man könnte den Schubdübel auch als Zahn beschreiben, der in den Beton eingreift, ähnlich, wie es die Zähne eines Zahnradpaares tun. Da der Schubdübel nur Lasten in Richtung der Beanspruchung  $V$  überträgt, muss der Zuganker das Gleichgewicht für die Zugkomponenten aus dem Versatz und den anderen äußeren Lasten übernehmen. Die Grundplatte übernimmt dann die entsprechenden Druckkomponenten und verbindet die beiden anderen Bauteile untereinander und mit der Lasteinleitungs- und/oder Anschlusskonstruktion. Eine vorhandene Einbindung der Grundplatte in den Ankergrund erlaubt es, zusätzlich an der Stirnseite der Grundplatte auch einen Teil der Hauptlastkomponente  $V$  zu übertragen.

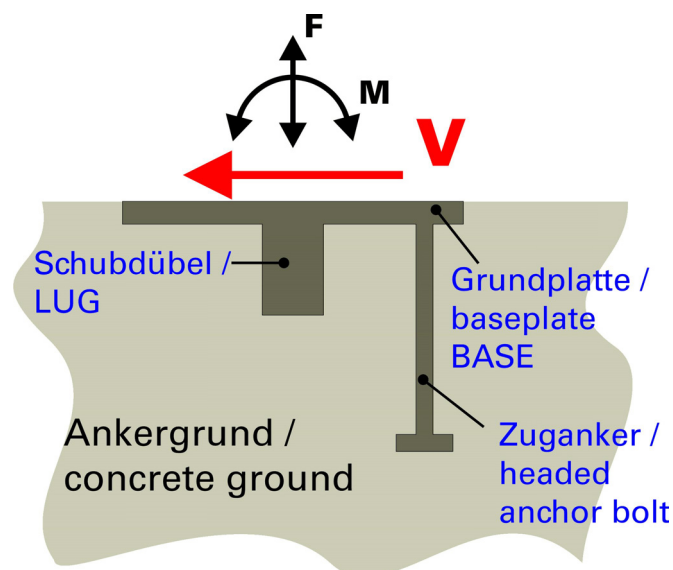


Bild 1: Schubdübel – Komponenten des Befestigungssystems

Fig. 1: Shear lug – Parts of the fixing system

Allgemein übertragen Befestigungssysteme konzentriert Lasten, stellen also punktweise Verbindungen dar. Hierin grenzen sie sich von den monolithischen Verbindungen ab und eröffnen gleichzeitig die Möglichkeit, Bauteile unterschiedlicher Materialien zu verbinden. Als Befestigungsgrund dient hier immer ein betonartiges Material, das Befestigungselement selbst besteht aus Stahl. An dieses Befestigungselement kann dann jedes beliebige Material geeignet angeschlossen werden.

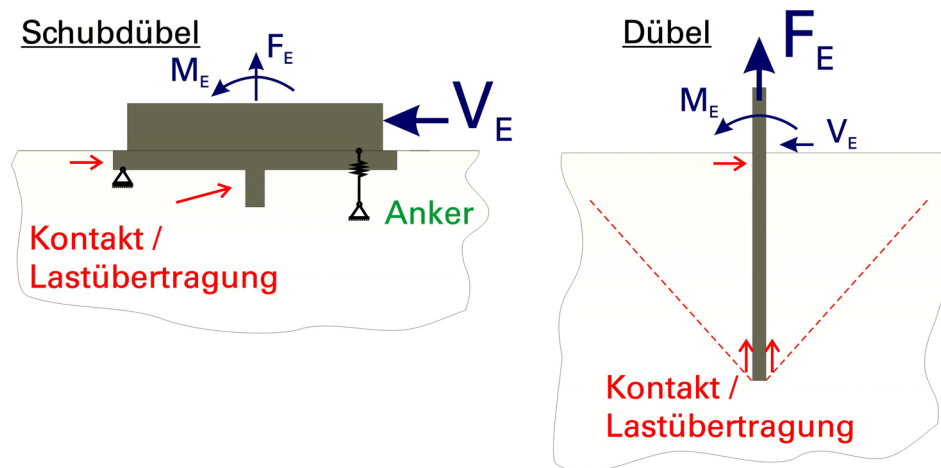


Bild 2: Hauptlastübertragung für Schubdübel und Dübel

Fig. 2: Main load transfer mechanism for shear lugs and dowels

Befestigungen mit Dübeln zur nachträglichen Montage sind allgemein bekannt. Üblich sind hier Spreizdübel, Verbunddübel oder Injektionsanker, um nur einige Beispiele zu nennen. Werden die Befestigungssysteme bereits in den frischen Beton eingelegt oder vor dem Betonieren an der Schalung verankert, so spricht man von Einlegeteilen, Ankerschienen oder Kopfbolzen.

Die hier betrachteten Schubdübel gehören in die Gruppe der Einlegeteile. Im Gegensatz zu stabförmigen Dübeln und Einlegeteilen, wie Kopfbolzendübel (Bild 2 rechts), die überwiegend zur Übertragung von Kräften senkrecht zur Oberfläche des Ankergrundes ausgelegt sind, aber auch Querkräfte und Momente übertragen können, dienen Schubdübel vornehmlich der oberflächenparallelen Einleitung großer Lasten. Der Schubdübel stellt hierbei einen Zahn dar, der in die Oberfläche des Betonbauteiles eingreift und über eine verhältnismäßig große und ebene Fläche seine Lasten auf den Beton überträgt. Es wird also eine Lastübertragung mittels Formschluss erreicht. Die prinzipielle Lastübertragung von Schubdübeln und Dübeln ist in Bild 2 dargestellt. Obgleich beide Systeme die gleichen Arten von Lasten übertragen können, liegt ihre Unterscheidung in der Spezialisierung. Die Schubdübel sind für große oberflächenparallele Lasten ausgelegt, die „herkömmlichen“ Dübel sind eher Universalisten mit einer Betonung der Normalbeanspruchung. Zur Steigerung der Last-

übertragungskapazität werden die Dübel verhältnismäßig einfach zu Gruppen zusammengefasst, während die Schubdübel schon alleine eine erheblich größere Lastübertragungskapazität für die Lastkomponente  $V$  bereitstellen.

## 1.2 WARUM SCHUBDÜBEL – UND NICHT KOPFBOLZEN

Befestigungssysteme mit Dübeln und Einlegeteilen sind integrale Bestandteile des modernen Betonbaus. Die zunehmende Rationalisierung der Bauabläufe erfordert ein Umdenken in der baulichen Durchbildung von Gebäuden. Verbindungen werden zunehmend punktwise, also konzentriert ausgeführt, um den Fertigungsablauf so gering wie möglich zu behindern oder besser gesagt zu vereinfachen.

Betrachtet man den Anschluss einer Querwand an eine durchlaufende Längswand, so wurde dieser Eckbereich früher noch aufwendig mit über Eck gestoßenen Schalungselementen modelliert und beide Wände anschließend in einem Arbeitsgang monolithisch hergestellt. Heute wird die Längswand mit glattflächigen Schalungselementen durchlaufend hergestellt und in einem zweiten Arbeitsschritt die Querwand stumpf angeschlossen. Um dennoch Kräfte in der Fuge übertragen zu können, werden beim Herstellen der Längswand entsprechende Verbindungsmittel eingelegt, die aber die Schalung nicht verletzen oder durchdringen dürfen, um die rationelle Herstellung der Schalung zu garantieren und deren Wiederverwendung nicht zu behindern.

Weiter geht diese Entwicklung im Fertigteilbau. Betrachtet man die mögliche Lagerung eines im Werk gefertigten Wandelementes, so ist es verhältnismäßig einfach, dieses Element auf eine vorhandene Deckenplatte aufzusetzen. Zur Ausbildung dieser Lagerung ist es lediglich notwendig, das Element in ein vorbereitetes Mörtelbett zu setzen. Der erhärtete Mörtel kann dann die Vertikallasten aus dem Element sicher übertragen, und auch die geringen Horizontalbeanspruchungen, wie sie zum Beispiel aus Windlasten entstehen, bereiten in dieser Fuge keine Schwierigkeiten. Gegen ein Umkippen wird das Element am oberen Rand eventuell punktförmig mit zugbeanspruchten Ankern an eine Stütze oder andere Wandelemente angeschlossen.

Findet dieses Wandelement nun kein vertikales Auflager, auf dem es stehen kann, so müssen auch die Vertikallasten über Befestigungselemente übertragen werden. Verwendet man Dübel in den seitlichen Stützen, so werden diese jetzt aber einer erheblich ungünstigeren Beanspruchungskombination ausgesetzt. Der Dübelbolzen wird nicht mehr allein auf Zug, sondern auch auf Querkraft und Biegung beansprucht, wobei vornehmlich die Übertragung der Querkraft auch Probleme im Ankergrund verursacht. Hier wird der umgebende Beton einer Lochleibungspressung ausgesetzt. Wegen der großen Festigkeitsunterschiede zwischen Beton und Stahl und

insbesondere wegen der geringen Betonzugfestigkeit kann dies nicht als besonders materialgerechte Auslegung einer Verbindung zwischen Beton und Stahl bezeichnet werden. Es sei darauf hingewiesen, dass die Rundung des Ankerschaftes entfernt an einen Keil erinnert, der in den Beton getrieben wird, siehe Bild 3.

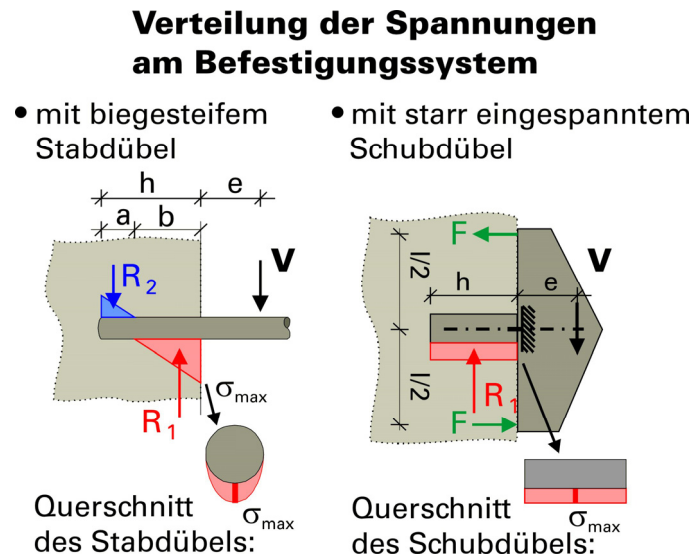


Bild 3: Vergleich der Spannungsverteilung am Stabdübel und Schubdübel

Fig. 3: Comparison of stress distribution, anchor bolt and lug

Um die ungünstige Spannungsverteilung zu verbessern, könnte man den Querschnitt des Stabdübels in einen Rechteckquerschnitt überführen. Zum Beispiel nimmt man einen I-Querschnitt oder Kastenquerschnitt ([]) und lässt somit die flächigen Flansche auf den Beton drücken. Dann bleibt noch die ungünstige Spannungsausnutzung – an der Oberfläche starke Beanspruchung, im Inneren geringere Beanspruchung – die nicht für den Beton optimiert ist. In speziellen Anwendungsbe-  
reichen zum Beispiel für Koppelträger, die bei der Erdbebenertüchtigung verwendet werden, kommen derartige Systeme beispielsweise zum Einsatz.

Eine weitere Möglichkeit, die Beanspruchung günstiger zu gestalten, besteht nun darin, das zu befestigende Teil gegen das Lagerelement zu spannen und die senkrecht zum Befestigungsmittel wirkende Vertikalkraft nicht dem Befestigungsmittel, sondern der Lagerfuge in Form von Reibkraftübertragung zuzuweisen. Die jetzt zur Verfügung stehenden größeren Übertragungsflächen entschärfen das Problem. Eine gewisse Ebenheit der Oberflächen ist aber Voraussetzung für diese Lastübertragung, daher soll dieser Gedanke nicht weiter verfolgt werden.

Die im Weiteren untersuchte Möglichkeit, diese Befestigung auszubilden, besteht darin, die Beanspruchungen auf verschiedene Befestigungselemente aufzuteilen, die dann jeweils optimaler genutzt werden können. So wird also die normal zur Oberflä-

che gerichtete Zugkraft, z.B. aus Wind, wieder dem Anker – Zuganker – zugewiesen. Die in Oberflächenrichtung abzutragende Vertikallast wird dem ebenfalls in die Betonoberfläche eingreifenden Schubdübel zugeordnet, der nun eine größere geometrische Ausdehnung, im Sinne einer größeren Lasteinleitungsfläche, zur Übertragung der oberflächenparallelen Last erhält und diese Last vor allem über eine ebene flächige Kontaktfläche in den Beton überträgt. Diese günstigere Lasteinleitung und Spezialisierung der Lastübertragungselemente erlaubt es nun, größere oberflächenparallele Lasten zu übertragen.

### 1.3 DEFINITION DES BAUTEILS „SCHUBDÜBEL“

Der Begriff „Einbauteil mit Schubdübel“ kann umfassender wie folgt definiert werden. Es handelt sich um ein Befestigungssystem, das mittels flächiger Bauteile eine hauptsächlich zur Oberfläche parallele Beanspruchung in einen Betongrund einleitet. Das System besteht aus 4 Komponenten,

- dem Schubdübel (LUG / dowel)
- der Grundplatte (base plate BASE)
- dem Zuganker (headed anchor bolt)
- der Lasteinleitung (fixture)

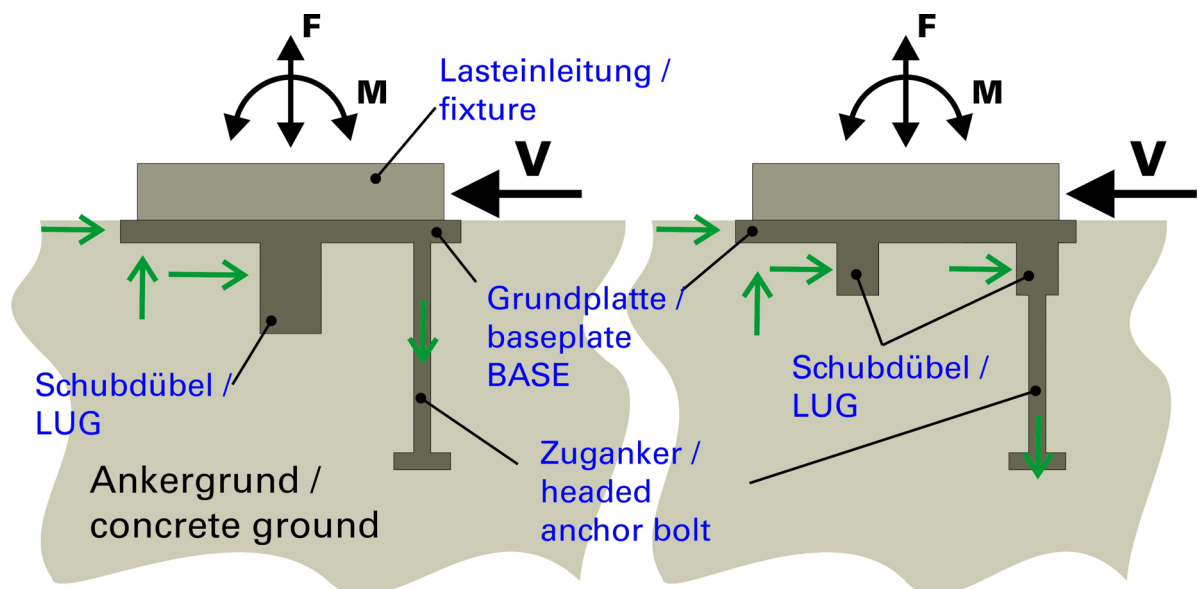


Bild 4: Typische Bauteile einer Befestigung mit Schubdübeln

Fig. 4: Schema of fixings, main parts

Die Lastübertragung der hauptsächlichen Beanspruchung  $V$  findet vor den flächigen Schubdübeln und gegebenenfalls auch vor der in den Ankergrund eingebundenen Grundplatte statt. Bild 4 zeigt mögliche Ausbildungen dieser Einbauteile und die prinzipielle Lastübertragung. Zu betonen ist, dass durchaus mehrere Schubdübel und Zuganker angeordnet werden können. Aus konstruktiven Überlegungen heraus sollten diese dann aber gleichartig sein, um gleichen Verformungs- und Lastabtragungsbedingungen zu genügen. Mit der Lastabtragung vor der Grundplatte und dem/den Schubdübel/n beschäftigt sich diese Arbeit und stellt ein entsprechendes Berechnungskonzept vor.

#### **1.4 WO KÖNNEN SCHUBDÜBEL EINGESETZT WERDEN**

Generell können Schubdübel in allen Situationen eingesetzt werden, die eine Konsole zur Lastübertragung verlangen. Das heißt, eine Last wird senkrecht zu der Lastrichtung versetzt in ein Bauteil eingeleitet.

Diese Konsolen können an Stützen und Wänden zur Auflagerung von Decken und Unterzügen eingesetzt werden. Sie können aber auch horizontal eingebaut und beansprucht werden, beispielsweise als Verankerungen von Spanngliedern zur nachträglichen Verstärkung vorgespannter Bauwerke. Ein weiteres Aufgabenfeld ist die Verbundsicherung bei Verbundträgern oder die Herstellung einer Durchlaufwirkung bei Verbundträgern, vor allem im Hochbau. Weiterhin können sie aufgrund der wesentlich höheren Lastübertragungskapazität auch dort eingesetzt werden, wo heute zumeist größere Felder von Kopfbolzendübeln angeordnet werden. So beispielsweise bei durch Horizontalkraft beanspruchten Brückenlagern.

#### **1.5 ZIEL UND GLIEDERUNG DER ARBEIT**

Wie bereits erwähnt, sollen in dieser Arbeit das Tragverhalten und die Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln untersucht werden. Hierzu wurden Versuche durchgeführt und bereits veröffentlicht [12] bis [18]. Neben der Analyse der Versuchsdaten wird ein Bemessungsverfahren aufgestellt und anhand der Versuchsdaten überprüft. Da die Versuche alleine nicht hinreichend sind, ein physikalisches begründbares Bemessungsverfahren zu entwickeln, werden die Einbauteile weiterhin mit der Methode der finiten Elemente untersucht. Die Untersuchung mit der EDV wird hierbei an den Versuchen kalibriert und verifiziert, bevor die Ergebnisse in das Bemessungsverfahren einfließen. Zur Aufstellung des Bemessungsverfahrens wird das Problem also mittels finiter Elemente abgebildet und die vorhandene Ver-



suchsdatenbasis erheblich mit eben diesen Ergebnissen erweitert. Für das kalibrierte Rechenverfahren wird dann ein Sicherheitskonzept andiskutiert, um das Nachrechenverfahren zu einem Bemessungsverfahren erweitern zu können.

Hauptbestandteil der Arbeit ist die Entwicklung und Beschreibung des Rechenverfahrens. Um dieses aber werten und einschätzen zu können ist es erforderlich das Tragverhalten der Befestigungen mit Schubdübeln zu kennen, wie es aus den Versuchswerten und ergänzt aus den ersten FEM-Rechnungen hergeleitet wird.

Der Teil Tragverhalten wurde bereits in mehreren Veröffentlichungen dargestellt, siehe oben. In der Hauptarbeit wird das Tragverhalten nur verkürzt als Zusammenfassung dargestellt. Für den interessierten Leser findet sich dann im Anhang eine erweiterte Version des DFG-Abschlussberichtes [12]. Dieser enthält auch die Dokumentation der durchgeführten Versuche. Diese Untersuchungen basieren auf den durchgeführten Forschungsarbeiten von KÖRNER [54], der auch das Versuchsprogramm zu dieser Arbeit entworfen hat.

Den Schwerpunkt legt die vorliegende Arbeit auf die Beschreibung der Algorithmen zur Berechnung dieser komplexen Befestigungssysteme und auf die mit diesen Berechnungen vorhersagbaren Verhaltensmuster der Einbauteile. Das Berechnungsverfahren ist modular aufgebaut, wobei die einzelnen Module durchaus durch andere Rechenansätze ersetzt werden können. So kann die Spannungsverteilung vor dem Schubdübel variiert und ähnlich wie die Spannungsverteilung in der Druckzone der Biegebemessung mittels unterschiedlich genauer Ansätze realisiert werden, ohne das Gesamtergebnis zu gefährden. Es bleibt vielmehr eine Frage des Rechenaufwandes und der erzielbaren Genauigkeit bzw. der gewünschten oder vertretbaren Genauigkeit.

## **Stand der Forschung**

Der Stand der Forschung beschäftigt sich hauptsächlich mit den Vorarbeiten, die KÖRNER zu dem DFG Forschungsvorhaben Cu 37/3-1 [12] beigesteuert hat. Anhand der entstehenden Richtlinien wird der Kenntnisstand dargestellt und das Projekt eingeordnet. An Richtlinien sind hauptsächlich die Verbundbaunorm DIN 18800-5 in verschiedenen Entwürfen sowie die Regelungen aus der ETV Beton (DDR) zu nennen. Weiterhin werden andere Untersuchungen zu Schubdübeln anhand der Veröffentlichungen von COOK dargestellt.

Da Befestigungen mit Kopfbolzendübeln in direkter Konkurrenz zu den Befestigungen mit Schubdübeln stehen, wird auch in dieser Arbeit das Tragverhalten der Kopfbolzen kurz analysiert. Abschließend werden die Grundlagen bei der Lasteinleitung in den Beton erörtert und die Aufgabenstellung des der Arbeit zugrunde liegenden Forschungsvorhabens diskutiert.

## Das Versuchsprogramm

Die Versuche werden am Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden durchgeführt. Die Auslegung der Einbauteile geschieht in Anlehnung an schon früher durchgeführte Versuche. Das Layout der Einbauteile wird jedoch der Aufgabenstellung angepasst. Um die wesentlichen Versuchsparameter Betonfestigkeit, Dübelsteifigkeit, Dübeleinbindetiefe, Zugankertragfähigkeit und Einflusszone des Zugankers strukturiert zu untersuchen, werden die Versuche in 3 Gruppen unterteilt. Bei der ersten Gruppe werden die Betonfestigkeiten des Ankergrundes, die Dübelsteifigkeit und Einbindetiefe sowie die Länge der Zuganker variiert. Eine unterschiedliche Dübelsteifigkeit wird dabei durch zwei unterschiedliche Dübelkonstruktionen erreicht. Zum einen werden Flachblechdübel aus 2 cm starkem Stahlblech eingesetzt, die im Weiteren als weiche Dübel bezeichnet werden. Zum anderen kommen starre Kastendübel aus 2 verschweißten U-Profilen zum Einsatz, deren Hohlraum mit ausbetoniert wird. Diese Dübel werden jeweils mit den Einbindetiefen 4 cm und 8 cm untersucht, womit die baupraktisch relevanten Dimensionen abgedeckt werden. Zum Vergleich werden in jeder Serie auch Einbauteile ohne Dübel, also nur die Grundplatte mit Zuganker und Druckanker, geprüft. Die Ankerlänge der Zuganker wird mit 20 und 30 cm variiert. Hiermit wird der Einfluss der entstehenden Betonausbruchskörper des Zugankers auf die Lastübertragung vor dem Dübel untersucht. Bei der zweiten Gruppe wird dann die Betonfestigkeit konstant gehalten, und die Belastungskombination wird variiert. Hier kommen lediglich die weichen Flachblechdübel mit 4 und 8 cm Einbindetiefe zur Anwendung. Neben einer zusätzlichen Exzentrizität der Schubkraft  $V$  wird eine konstante Zug- oder Drucknormalkraft aufgebracht. Die Ankereinbindetiefe wird hierbei konstant mit 30 cm gewählt. Bei der dritten Gruppe wird dann der Versuchskörper geändert, und die Lage der Grundplatte wird zum Ersten in den Beton eingebunden und zum Zweiten auf diesem aufliegend gewählt. Hier werden ebenfalls 4 cm und 8 cm einbindende, weiche Flachblechdübel eingesetzt. Der massige, im Bereich des Ausbruchkegels unbewehrte und 120·120·90 cm messende Versuchskörper der ersten beiden Gruppen wird bei der letzten Gruppe durch einen schmalen, 45·45 cm messenden bewehrten Stützenquerschnitt ersetzt. Hiermit sollen die Auswirkungen einer randnahen Platzierung der Einbauteile und der Einfluss der Bewehrung untersucht werden.

Alle Versuche sind so ausgelegt, dass ein Versagen des Betons vor den lastübertragenden Flächen erwartet wird. Lediglich bei den hohen Betonfestigkeiten und den steifen Kastendübeln kann ein Ausbrechen oder Reißen der Zuganker erwartet werden.

## Auswertung der Versuche

Dieses Kapitel beschreibt die verschiedenen auftretenden Bruchbilder der Befestigungen. Hier wird ein qualitativer Anschluss an die Vorläuferversuche hergestellt. Eine genaue Analyse der Tragmechanismen der Vorgängerversuche am Institut für Stahlbeton der DDR kann aufgrund der geringen Datenbasis nicht erfolgen, lediglich Bruchlasten sind von diesen Versuchen vorhanden. In diesem Zusammenhang wird auf die Arbeiten von KÖRNER hingewiesen ([55] und [56]), die hauptsächlich eine untere Schranke der aufnehmbaren Dübellast ermitteln sollten. Daher wurden diese Versuche mit extrem geringfestem Beton durchgeführt. Dies wurde erreicht, indem zum Beispiel der Wasserzementwert ungünstig ausgelegt wurde. Leider wurden Auswirkungen auf andere Betonparameter hierbei nicht dokumentiert und fließen somit nicht in die Betrachtung ein.

Ausgehend von den Modellen aus den Vorgängerarbeiten werden die aktuellen Versuchsdaten analysiert und die Bruchmechanismen beschrieben und gewertet. Hierbei wird den drei grundlegenden Versagensmechanismen das Hauptaugenmerk gezollt.

1. Betonversagen vor dem Dübel beziehungsweise der lastübertragenden Flächen
2. Stahlversagen des Dübels mit Abscheren oder Abbiegen des Dübels
3. Versagen des Zugankers:
  - Stahlversagen auf Zug infolge einer Überschreitung der Ankerstahlzugtragfähigkeit
  - Betonausbruch auf Zug infolge einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit.

Im Rahmen dieser Auswertung wird ein erstes einfaches Bemessungsmodell vorgestellt, welches das Versagen nach 1) abschätzt, und auf einer linearen Regression basiert. Dieses Modell kann aber nur die Geometrie der untersuchten Einbauteile berücksichtigen und entbehrt einer physikalischen Begründung. Die Versagensmechanismen 2) und 3) können verhältnismäßig einfach erfasst werden bzw. sind schon ausführlich dokumentiert. Vor allem zu Punkt 3) liegen umfängliche Untersuchungen vor.

## **Betrachtung der Lastübertragung in den Beton**

Bei der Auswertung der Versuche und der Entwicklung des ersten einfachen Bemessungsmodells wird erkannt, dass die eingehende Untersuchung der Einbauteile nicht ohne Berücksichtigung des Verformungsverhaltens erfolgen kann und dessen Verstehen Grundvoraussetzung für die Analyse des Tragverhaltens und der Abschätzung des Bruchverhaltens der Einbauteile mit Schubdübeln ist. Mit dem FEM-Programm ANSYS wird das Verformungsverhalten an einem dreidimensionalen Volumenmodell untersucht. Da das Betonverhalten jenseits des linear-elastischen Betonverhaltens näher beleuchtet werden muss, werden hierzu Elemente auf Basis des Bruchverhaltens nach OTTOSEN ([70], [71], [72]) und DAHL [25] implementiert.

Das Verformungsverhalten der Einbauteile unter den verschiedenen Lasteinwirkungskombinationen und in Abhängigkeit der unterschiedlichen Einbauteilausbildung wird beschrieben und diskutiert. Hierbei werden die verschiedenen Parameter sowohl einzeln als auch in der praxisrelevanten Kombination betrachtet. Hauptsächlich anhand der Last-Verschiebungs-Diagramme wird die einbauteilinterne Umlagerung der Schubkraftübertragung von der summarischen Dübelfläche, bestehend aus der im Beton eingebundenen Stirnplatte und der eigentlichen Dübelfläche, auf die reine Dübelfläche erläutert und diskutiert. Diese Unterscheidung der Bruchursachen ist vorzunehmen, da die Lastübertragung vor der eingebundenen Stirnplatte – bedingt durch die freie Bauteiloberfläche – lediglich einen 2-axialen Spannungszustand im Beton aufbauen kann. Dies ist durch die freie Betonoberfläche an der Bauteiloberseite bedingt. Vor dem eigentlichen Schubdübel hingegen kann ein dreiaxialer Druckspannungszustand aufgebaut werden, womit wesentlich höhere Betondruckspannungen vom Material ertragen werden können.

## **Ergänzung der Datenbasis mit FEM**

Die Feststellung, dass die Beanspruchbarkeit von den Verformungen abhängig ist und die Beanspruchungen wiederum die Verformungen initiieren, bestimmt die Konzeption des Bemessungsverfahrens. Um ein verbessertes Bemessungsmodell entwickeln zu können, ist die Berücksichtigung der Verformungen unumgänglich. Es wird somit ein Bemessungskonzept entwickelt, das von einem unverformten Grundzustand ausgeht und die Beanspruchbarkeit der Lastübertragung dann in Abhängigkeit der Verformung abmindert. Dieser iterative Bemessungsvorgang erlaubt es, den Zirkelbezug Beanspruchbarkeit und Verformungen infolge Beanspruchung aufzulösen und physikalisch nachvollziehbar zu gestalten.

Bei den hier angesprochenen Verformungen handelt es sich im Wesentlichen um die Bewegungen des Einbauteiles, die aus der Zugankerbeanspruchung, also der Zugankerverlängerung herrühren. Da unverformte Versuchskörper, also Versuchskörper mit unendlich steifem Zuganker, praktisch nicht zu realisieren sind, wird die Aufgabe, diese unverformten Versuche zu liefern, der EDV übertragen. Mit dem FE-Programm ATENA werden unverformte Grundwerte erzeugt und diese formelmäßig aufbereitet. Ein physikalisches Modell übernimmt dann die verformungsabhängige Abminderung dieser Werte. Am Ende der Berechnung steht dann eine Aussage über die zu erwartende übertragbare Last der Einbauteile und das zu erwartende Versagensszenario.

In dem Kapitel 6 werden die wesentlichen Schritte zur Entwicklung des Bemessungsmodells vorgestellt und erläutert. Weiterführende Betrachtungen und die Dokumentation der Werte finden sich im Anhang.

### **Nachrechnungsmodelle für Schubdübel**

Das im vorhergehenden Abschnitt entwickelte Modell zur Nachrechnung wird für ein Einbauteil mit einem Schubdübel und mit einer in den Betongrund eingebundenen Grundplatte angewendet. Das Vorgehen wird schrittweise gezeigt und die entsprechenden Formeln bereitgestellt. Die Zusammenhänge und wichtigen Aspekte für den Tragmechanismus werden nochmals, allerdings in sehr kurzer Form beschrieben und lediglich die für die Nachrechnung erforderlichen Hinweise gegeben. Dies stellt die Anwendung der im vorangehenden Kapitel 6 entwickelten Vorgehensweise zur Berechnung der Einbauteile mit Schubdübeln dar und veranschaulicht den Rechengang an einem Beispiel.

### **Bemerkungen zum Sicherheitskonzept**

Mittels statistischer Untersuchungen wird versucht, einen Sicherheitsbeiwert/Teilsicherheitsbeiwert für die Lastübertragung in den Betongrund zu finden. Verschiedene Ansätze werden vorgestellt und diskutiert. Ein abschließendes Sicherheitskonzept kann an dieser Stelle nicht dargestellt werden. Hierzu sind noch weitere Untersuchungen und Betrachtungen notwendig.



## 2 STAND DER FORSCHUNG

Die Befestigungstechnik, insbesondere die Anwendung von nachträglich gesetzten Dübeln und der Einbau von Verankerungselementen, haben in den letzten Jahren sowohl in der konstruktiven Entwicklung als auch in der Anwendung einen hohen Reifegrad erreicht. Damit waren Voraussetzung und Notwendigkeit zugleich gegeben, das Tragverhalten von Befestigungen systematisch zu analysieren und Berechnungsverfahren zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für grundlegende Anwendungsfälle bereitzustellen.

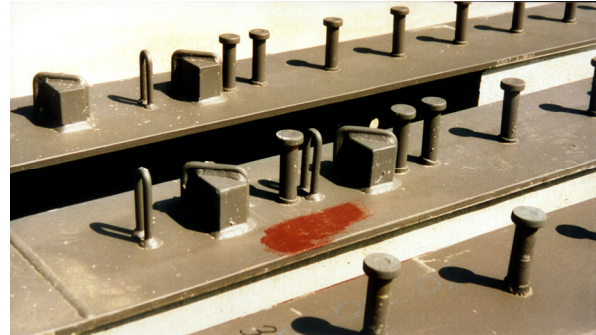
Eine umfassende Übersicht über die Befestigungstechnik, ihre Anwendung, Einsatzgebiete, Berechnungsverfahren und Nachweise, geben die Aufsätze zur Befestigungstechnik im Beton-Kalender und Mauerwerks-Kalender [75] und [76] sowie das Buch „Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau“ – ELIGEHAUSEN [43], um nur einige zu nennen.

Mit der Normung beschäftigt sich auf der europäischen Ebene das CEB. In der Reihe CEB-Bulletin D'Information sind einige Bände zu diesem Thema erschienen, die CEB State-of-art reports 206/207 [44], der CEB State-of-art report 216 [45], der CEB Draft Guide 226 [26], der CEB State-of-art report 232 [46], der CEB-Design Guide 233 [27] sowie das aktuelle Arbeitspapier „Design of Fastenings in Concrete“ Draft 02/2005 [28] bzw. Draft 08/2005 [29]. Die vorliegenden Arbeiten sowie die aktuellen Veröffentlichungen des CEB's beschäftigen sich hauptsächlich mit der Ankertechnik von stabförmigen Dübeln und Ankerschienen – siehe Tabelle 1 und Tabelle 2 (SS. 22 und 29).

Die verallgemeinernd als stabförmige Dübel bezeichneten Befestigungen dienen meist der Einleitung kleinerer Kräfte. Dies trifft vor allem dann zu, wenn man die Übertragung oberflächenparalleler Kräfte – also von Schubkräften – betrachtet. Die hier untersuchten Bauteile sollen aber größere derartige Kräfte übertragen.

Als Blockdübel werden sie in den Verbundbaunormen behandelt. So gibt das Kapitel „Blockdübel, Haken und Winkeldübel“ des Entwurfs zur DIN 18800-5 [33] vom April 1998 Hinweise zur Bemessung und zum Einbau derartiger Bauteile zur Verbund-sicherung. In dem zurückgezogenen Entwurf DIN 18800-5 vom Januar 1999 [34] wird das Kapitel überarbeitet und fehlt dann in der Vornorm DIN 18800-5 vom November 2005 [35]. Die in der Verbundbaunorm behandelten Blockdübel können unter dem Begriff „starr“ zusammengefasst werden. Die Grenzen der Anwendung werden so gesetzt, dass die Dübel selbst sich nicht verbiegen können und auch keine Verdrehung zwischen Ankergrund – hier einer Betonplatte – und Befestigung – hier ein Stahlträger – auftritt. Eine Anwendung im Verbundbrückenbau dokumentiert die Aufnahme Bild 5 aus dem Deutschen Museum, München. Links oben sind starre

Blockdübel in einem Verbundbrückenmodell zu sehen. Das Bild rechts oben zeigt solche in der Anwendung bei der Nesenbachtalbrücke (SCHLAICH [84]), im unteren Bildpaar sind Zahnleisten ebenfalls aus diesem Bauwerk zu sehen, SCHLAICH [82] und SCHMID [85].



Modell „Deutsches Museum“ ca. 1960,



Nesenbachtalbrücke Stuttgart, ca. 1998

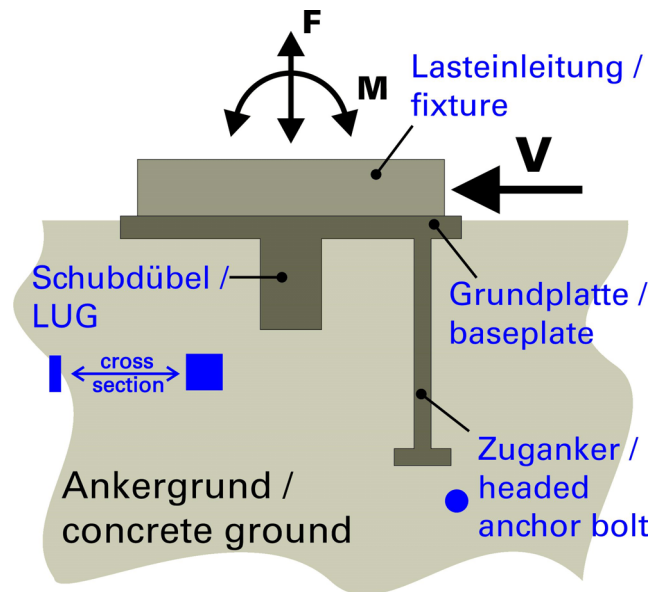
Bild 5: Anwendung starrer Dübel (Blockdübel) im Verbundbrückenbau

Fig. 5: Application of block lugs in composite-bridge-buildings

Diese Beschränkung auf unverformte Bauteile soll in der Normung aufgegeben werden und ein mehr allgemeingültiges Bemessungsverfahren dargestellt werden. Diesem Anliegen dient das in diesem Bericht vorgestellte Bemessungsverfahren, zur Beschreibung und Nachrechnung des Tragverhaltens von Verankerungen mit Schubdübeln, die zur Einleitung von großen oberflächenparalleler Kräfte – Schubkräfte – eingesetzt werden. Die spezielle Auslegung der Einbauteile geschieht in Anlehnung an schon früher durchgeführte Versuche. Jedoch wird der für diese Arbeiten übliche doppelsymmetrische Aufbau zugunsten einer richtungsabhängigen Ausbildung aufgegeben. Die Spezialisierung der einzelnen Elemente kann hierdurch konsequenter umgesetzt werden. Im nebenstehenden Bild ist ein Längsschnitt durch ein Einbauteil schematisch dargestellt. Es ist einsichtig, dass die so gestalteten Einbauteile nur in einer Richtung maßgebend durch die Schubkraft  $V$  belastet werden dürfen. Konsequenterweise wird auch nur ein Zuganker zur Aufnahme des Ausgleichsmomentes



aus der exzentrischen Einleitung der Querkraft hinter dem Dübel angeordnet. Die Einbauteile bestehen immer aus drei grundlegenden Elementen – Grundplatte, Dübel und Zuganker, siehe oben.



Schema Einbauteile

## 2.1 VORARBEITEN

Das dieser Arbeit zugrunde liegende Forschungsvorhaben basiert im Wesentlichen auf den Vorarbeiten von KÖRNER. Im Rahmen der Arbeiten zum CEB-Bulletin d'Information N.226 „Design of Fastenings in Concrete (Design Guide)“ [26] wurden hierbei Verankerungen untersucht, die hauptsächlich zur oberflächenparallelen Einleitung großer Schubkräfte in einen Betongrund ausgelegt sind [45], [26].

Im Vorfeld sind experimentelle Arbeiten an der Bechtel Power Corporation in Ann Arbor, Michigan (ROTZ [78]) und am vormaligen Institut für Stahlbeton Dresden (KÖRNER [54], [55] und [77]) durchgeführt worden. Letztere wurden an der Technischen Universität Dresden in einer Forschungsarbeit zur experimentell-theoretischen Analyse des Tragverhaltens von Verankerungen mit Schubdübeln fortgesetzt.

Die Ergebnisse der von KÖRNER theoretisch und experimentell durchgeführten Forschung, Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens sowie verfügbare Bemessungsverfahren für wichtige Anwendungsgebiete sind in den Arbeiten [54] und [55] zusammengefasst.

Einige wesentliche Aspekte zum Teilgebiet „Befestigungen mit Schubdübeln“ sind in Tabelle 1 skizzenhaft ausgewiesen. Im Vergleich zu anderen Anwendungsgebieten liegen für den Bereich vorwiegend schubbeanspruchter und mit Schubdübeln versehener Befestigungen mit großen Schubkräften nur wenige Informationen vor [26]. Bereits erwähnt wurden die experimentellen Arbeiten, die an der Bechtel Power Corporation in Ann Arbor, Michigan (ROTZ [78]) und am vormaligen Institut für Stahlbeton Dresden [54] durchgeführt worden sind.

Von ROTZ und REIFSCHNEIDER [78] wurden Versuche zur Klärung des Einflusses einer Querbeanspruchung (Zug und Druck) auf die Schubtragfähigkeit durchgeführt. Gleichzeitig wurde Breite und Einbindetiefe (Dübelhöhe) der Rechteckdübel sowie die Grundplattenposition variiert. Weitere Versuche liegen von COOK vor und werden im Folgenden noch behandelt [22] und [23].

| <b>Forschung *)</b>       | <b>Japan</b>  | <b>USA<br/>Bundesrepublik Deutschland</b>  | <b>DDR</b>   |
|---------------------------|---|--|--|
| Anlaß und Gegenstand      | – Erdbeben  | – Erdbeben<br>– fortgeschrittene industrielle Anwendung von Befestigungsmitteln                              | – vorwiegend Fertigteilbauweise im Industriebau  |
| Ziel                      | ↙ nachträgliche Aussteifung von Gebäuden  | ↙ Richtlinie für Berechnung und bauliche Durchbildung  | ↙ Richtlinie für hochbeanspruchte Befestigungen  |
| <b>Dokumentationen *)</b> | – CEB Bulletin d'Information Nr. 206, 207, 216 „Befestigungen im Beton- und Mauerwerksbau“<br>– CEB Bulletin d'Information Nr. 226 „Befestigungen zur Ertüchtigung erdbebenbeanspruchter Bauwerke; Stand von Bemessung und Anwendung“   |  | – Richtlinie zur Berechnung und baulichen Durchbildung der Verankerung von Stahleinbauteilen |
| <b>Richtlinien *)</b>     | – CEB Bulletin d'Information Nr. 226 „Design of Fastenings in Concrete (Design Guide)“<br><br>– Teil 1: Berechnungsgrundlagen<br>– Teil 2: Spreiz- und Hinterschnittdübel<br>– Teil 3: Kopfbolzenanker<br><br>– Teil 4: Verbunddübel (-anker)<br>– Teil 5: Ankerschienen<br><br>– Teil 6: Schubdübel<br><br>– Teil 7: sonstige Ankersysteme | <br><br>} Entwurf 08/1995<br>}<br><br>{ in<br>{ Vorbereitung<br><br>in Arbeit (TU Dresden)<br><br>noch offen |  |

\*) Internationale Zusammenarbeit in CEB-TG III/5 „Fastenings“

Tabelle 1: Befestigungstechnik, Forschung und Richtlinien nach KÖRNER

Die Versuche zeigen, dass die mitwirkende Längskraft  $N$  infolge der quer gerichteten Zug- bzw. Druckspannungen und der Reibung in den Kontaktflächen einen signifikanten Einfluss auf die Schubtragfähigkeit hat. Als Zugkraft muss sie wegen der ungünstigen Querbeanspruchung bei der Dübelbemessung berücksichtigt werden. Der günstige Einfluss einer Druckkraft darf nur dann berücksichtigt werden, wenn er mit der Schubbeanspruchung zwangsläufig verbunden ist.

Unter den am Institut für Stahlbeton durchgeführten umfangreichen Versuchen an Befestigungen unterschiedlicher Grundformen wurden auch erste Untersuchungen von Ankergruppen mit Schubdübeln durchgeführt. Das Ziel der Untersuchung war vor allem auf das Erkennen des Einflusses unterschiedlicher Dübelkonstruktionen gerichtet. Es sollte ein unterer Wert (untere Schranke) der Dübeltragfähigkeit ermittelt werden. Variiert wurden insbesondere Dübelform, Einbindetiefe und Belastungsschema. Die Grundplattenposition wurde, in Anlehnung an die übliche Ausführung, oberflächenbündig mit der Betonoberfläche, einheitlich gewählt. Die Grundplatte ist also in den Beton eingelassen und trägt wohl mit.

Die verwendeten Dübelformen sind aus Bild 6 ersichtlich. Die Form der Einlegeteile orientiert sich hier sehr an der im Allgemeinen gebräuchlichen Ausbildung einer quadratischen Grundplatte mit in den Ecken angeordneten 4 Ankerbolzen – i. Allg. Kopfbolzendübeln – die dann zusätzlich mit einem Schubdübel unterschiedlicher Ausbildung versehen sind. Im Wesentlichen wurden fünf unterschiedliche Dübelausbildungen untersucht, wobei die Prüfkörpergröße zwischen den Versuchen mit der Dübelform 1 und den Versuchen mit den Dübelformen 2 bis 5 gewechselt wurde:

1. Vierkantprofil 20 x 20 quer zur Schubkraft
2. L-Profil 40 x 40 x 4
3. Rohrprofile  $\varnothing 57 \times 4$  unterschiedlicher Einbindelängen  $l_b$
4. Rechteckrohrprofile aus 2 verschweißten U 100 unterschiedlicher Einbindelängen  $l_b$
5. Schräganker aus Betonstahl  $\varnothing 14$  unter  $45^\circ$  zur Bauteiloberfläche.

Die den unterschiedlichen Dübelformen und Dübeleinbindetiefen zugeordneten Versuchsergebnisse sind im Bild 6 ausgewiesen. Deutlich ist für alle Dübelformen die mit der Betonfestigkeit und der Einbindetiefe wachsende Schubtragfähigkeit zu erkennen. Die Schubtragfähigkeit sinkt mit Hinzutreten einer Zugkraft  $N_{Br}$  zur Schubbeanspruchung und mit wachsender Exzentrizität der Schubkraft. Für die Dübelform 1 liegen Versuchswerte mit und ohne senkrechte Zugkraft  $N_{Br}$  und ebenfalls mit und ohne Exzentrizität der Schubkraft  $V$  – im Bild mit  $Q$  bezeichnet – vor.

Auf der Grundlage der Untersuchungsergebnisse sowie der Ergebnisse der Versuche stellt KÖRNER Forderungen für eine Richtlinie zur Berechnung und baulichen Durchbildung von Befestigungssystemen zur Übertragung großer Schubkräfte mittels spezieller Schubdübel auf, um diese in den Richtlinienkomplex gemäß Tabelle 1 integrieren zu können.

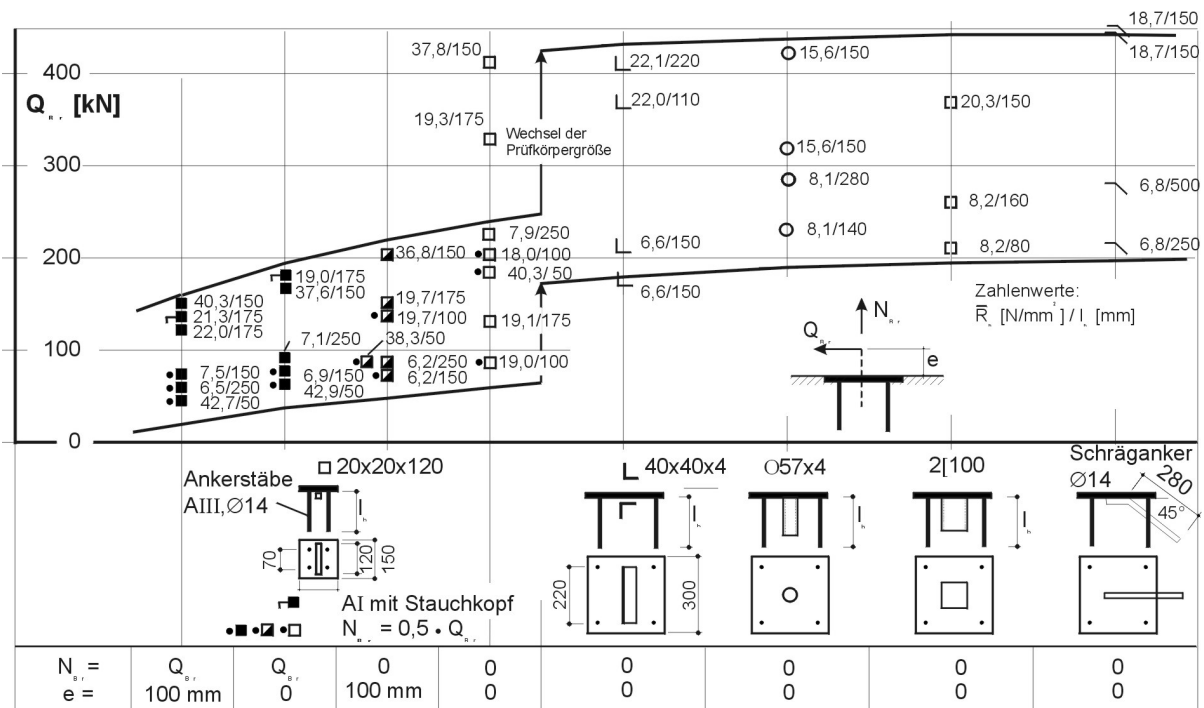


Bild 6: Befestigungen mit Schubdübeln, Schubtragfähigkeit  $Q_{Br}$  von Verankerungen in Abhängigkeit von Dübelform und Verankerungsparametern nach [54]

Fig. 6: Fixings with shear lugs, according to shear load-carrying capacity  $Q_{Br}$  of anchoring depending on form and anchoring parameters [54]

Die Einhaltung der genannten Randbedingungen zieht die Forderung nach sich, die Berechnung weitgehend auf das Berechnungsmodell zu gründen, das den Nachweisen der bereits bestehenden Richtlinienteile zugrunde liegt. Dies gilt insbesondere für den Versagensfall „Ausbruch des Betons unter dem gezogenen Anker“. KÖRNER favorisiert ein Modell mit einem idealisierten Betonbruchkörper in Form einer Pyramide mit einem Neigungswinkel der Mantelflächen zur Grundfläche von  $45^\circ$  [26], [77]. Die Vorzüge dieses Berechnungsmodells liegen für ihn auf der Hand:

- Die Annahme einer pyramidenförmigen Ausbruchsfigur führt gegenüber dem Kegelstumpfmodell zu wesentlichen Rechenerleichterungen bei der Nachweisführung, insbesondere bei randnaher Einbaulage. Der Bezug auf die Projektionsfläche macht die Berechnung der idealisierten Ausbruchsoberfläche überflüssig.
- Der Nachweis kann im Gegensatz zu anderen Vorschlägen auf nahezu alle real vorkommenden Einbaulagen angewendet werden. Diese universelle Anwendbarkeit ist für eine Richtlinie von ausschlaggebender Bedeutung.

Für den rechnerischen Nachweis der Schubtragfähigkeit sind entsprechend dem Berechnungsmodell und nach den Erkenntnissen von KÖRNER folgende Einzelnach-

weise zu führen, und bei der Schnittgrößenermittlung ( $M_{ud}$ ,  $N_{ud}$ ) ist das Zusatzmoment infolge der Versetzung der Querkraft  $V$  ( $Q_{ud}$ ) in den Dübelschwerpunkt zu berücksichtigen:

- Betonausbruch (Concrete cone failure) unter dem zugbeanspruchten Anker für die Bemessungswerte  $Q_{ud}$ ,  $N_{ud}$ ,  $M_{ud}$
- Stahlversagen (steel failure) des zugbeanspruchten Ankers für  $N_{ud}$  (ohne  $Q_{ud}$ )
- Herausziehen (pull-out-failure) des Zugankers für  $N_{ud}$  (ohne  $Q_{ud}$ )
- Schubversagen (shear failure) für  $Q_{ud}$ ,  $N_{ud}$  ( $Q_{ud}$  wird allein dem Dübel zugewiesen)
- Gegebenenfalls erforderliche zusätzliche Nachweise, z. B. für das Verhalten des Betons in Randlagen oder bei Spaltbeanspruchungen, nach [26].

*Anmerkung: Das im Weiteren vorgestellte Berechnungsverfahren löst sich von dieser Vorstellung. Die Querkraftübertragung wird vollständig von dem Zugankerversagen entkoppelt, und die Verformungen in der Befestigung werden berücksichtigt, um die Lage der angreifenden Kräfte zu bestimmen. Ein globaler Dübelschwerpunkt kann nur für ein unverformtes System gelten. Zumindest die untersuchte Probekörpergeometrie zeigt keinerlei erkennbaren Einfluss des Zugankerversagens auf das Schubkraftversagen. Erklärt werden kann dies damit, dass der Ausbruchkegel des Zugankers nur in verhältnismäßig kleinen Bereichen überhaupt durch das Spannungsfeld vor dem Schubdübel gekreuzt wird. Selbst wenn die Versagensfläche des Betonkeiles vor dem Dübel, siehe Bild 37, mit derjenigen des Ausbruchkegels des Zugankers zusammenfällt, ist nur ein sehr geringer Prozentsatz der Ausbruchkegelfläche doppelt beansprucht. Für das von KÖRNER gewählte Testsetup wird diese Überlagerung nur für den theoretischen Ausbruchkegel, nicht für den praktisch sich einstellenden Ausbruchkegel erreicht, womit keine näheren Aussagen getroffen werden können. Eine vollständige Entkopplung erscheint aus obigen Gründen möglich und eröffnet die Möglichkeit, den Zuganker voll nach den bestehenden Teilen der Richtlinie zu berechnen und nur den Schubdübel selbst im Teil 6 zu behandeln.*

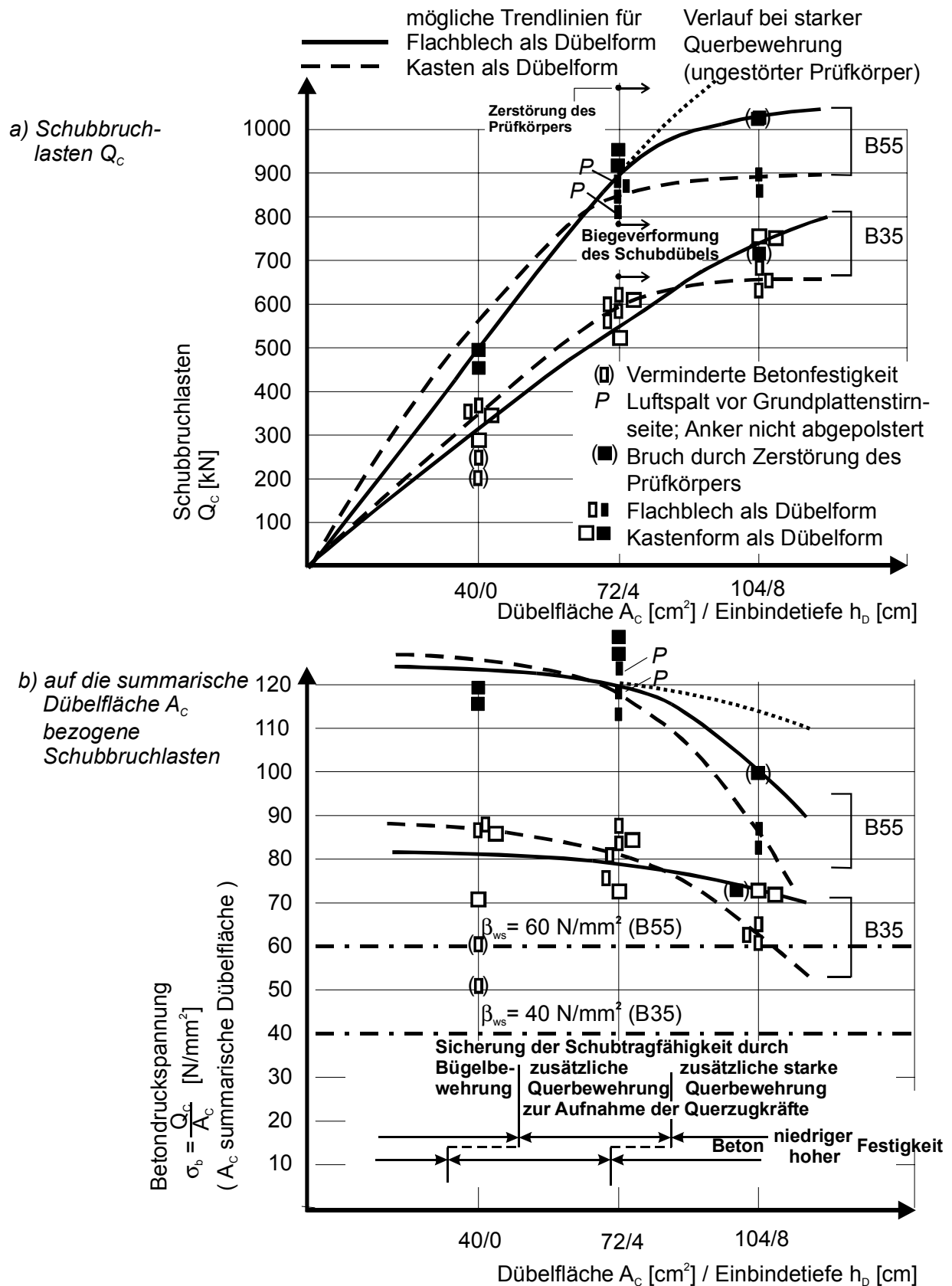


Bild 7: Funktionelle Abhängigkeit der Schubbruchlasten von Betonfestigkeit, Form und Einbindetiefe der Dübel aus [9]

Fig. 7: Functional dependence of the ultimate shear loads from [9]

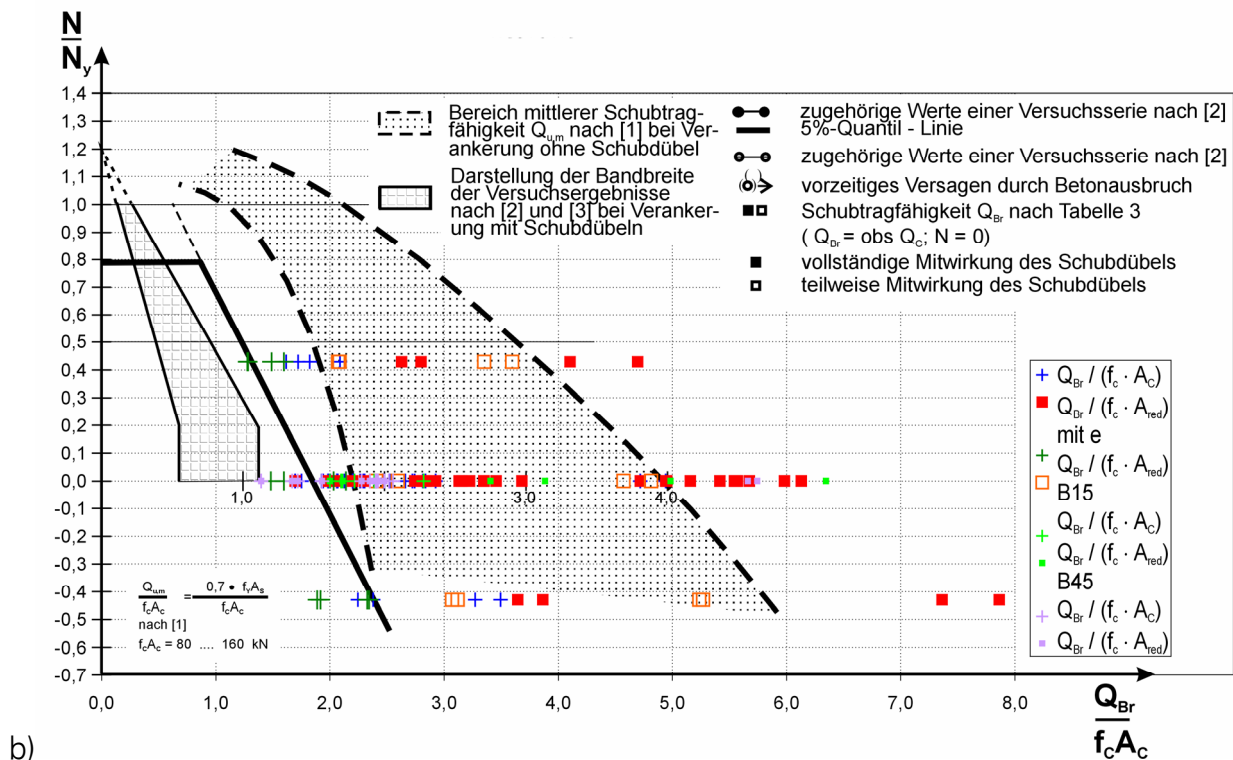
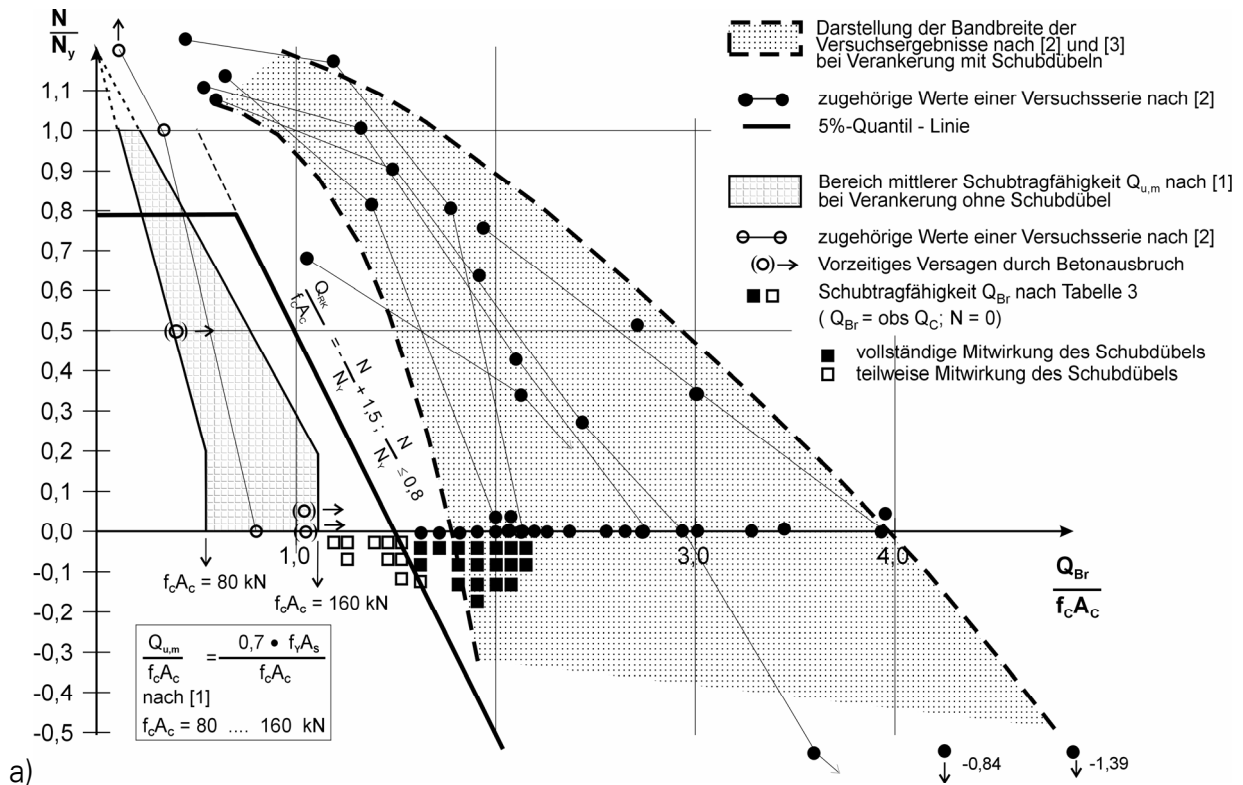


Bild 8: Interaktionsdiagramme für Dübelverankerungen bei kombinierter Schub- und Längskraftbeanspruchung

Fig. 8: Interaction for anchoring with lugs at combined shear- normal force demand

Im Bild 7 ordnet KÖRNER zur Veranschaulichung der Beziehungen zwischen Schubbruchlast und Versuchsparametern den diskreten Versuchspunkten Funktionsverläufe zu, dies wurde schon in KÖRNER [56] veröffentlicht. Dabei werden die Verläufe den mutmaßlichen physikalisch zutreffenden Beziehungen angepasst und als mögliche Trendlinie bezeichnet. In Bild 7 b sind der Dübelfläche qualitativ Bereiche unterschiedlicher Bewehrungsgrade zugeordnet, die zur Sicherung der Schubtragfähigkeit bei Ausnutzung der Betontragfähigkeit erforderlich sind.

Im Bild 8 ist die Interaktion zwischen Schub- und Längskraftbeanspruchung für Dübelverankerungen dargestellt. Die Ergebnisse der durchgeführten systematischen Versuche ordnen sich mit einer relativ geringen Streuung am unteren Rand der Bandbreite der Versuchsergebnisse nach ROTZ [78] und KÖRNER [54] ein. Im Bild 8 a wird eine erste Gruppe von Versuchen ohne zusätzliche Normalbeanspruchung als Punktehaufen dargestellt. Der Bildteil b berücksichtigt dann auch Versuche mit zusätzlicher Normalbeanspruchung und zusätzlicher Exzentrizität. Es tritt der signifikante Einfluss der Dübelsteifigkeit (Dübelform und Einbindetiefe) auf die Schubtragfähigkeit hervor, auch verdeutlicht durch Bild 7.

Als Grundlage für die Berechnung der Schubtragfähigkeit  $V_{Rk}$  ( $Q_{Rk}$ ) bei kombinierter Beanspruchung infolge Schub und Zug/Druck bietet sich in erster Näherung folgender Ansatz an:

$$\frac{Q_{Rk}}{f_c \cdot A_c} = -\frac{N}{N_y} + 1,5$$

mit:

$$\frac{N}{N_y} \leq 0,8$$

( $N_y$  Längskraft bei Erreichen der Streckgrenze im Ankerstab)

(2.1)

Mit dieser Beziehung wird das Streufeld der Versuchsergebnisse an der unteren Grenze begrenzt. Bild 8 weist die Zuordnung der Funktion nach Gleichung (2.1) zu den insgesamt vorliegenden Versuchswerten aus. Zum Vergleich sind für den Verankerungstyp mit 2 Ankerstäben, aber ohne Schubdübel, die Linien mittlerer Schubtragfähigkeit  $Q_{u,m}$  nach [56] für die Wertpaare  $f_c \cdot A_c = 80$  kN und 160 kN eingetragen. Die Steigerung der Schubtragfähigkeit bei der Anordnung von Schubdübeln ist signifikant.



## 2.2 RICHTLINIEN

In Deutschland wurde eine erste Richtlinie zum Nachweis der Betontragfähigkeit im Verankerungsbereich von Befestigungen am damaligen Institut für Stahlbeton Dresden ausgearbeitet [54]. Im Zusammenhang mit der bereits 1981 in der DDR vorgenommenen Umstellung der Berechnungsverfahren auf die Methode der Grenzzustände profitierte auch die für Befestigungen geltende Richtlinie von den Vorteilen einer effektiven Bemessung nach Grenzzuständen unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten, KÖRNER [55]. Der Gültigkeitsbereich erstreckte sich über alle gebräuchlichen Grundformen von Verankerungen und enthielt auch erste für Ankergruppen mit Schubdübeln maßgebende Berechnungsgrundlagen.

Auf europäischer Ebene wurde im Zuge der Einführung europäischer Normen im Betonbau eine auf der Methode der Grenzzustände basierende komplexe CEB-Richtlinie zur Bemessung und baulichen Durchbildung von Befestigungssystemen mit 7 Teilen konzipiert (s. Tabelle 1 und Tabelle 2). Die Teile 1, 2 und 3 liegen als bestätigte CEB-Richtlinien vor [26], die Teile 4 und 5 sind in Bearbeitung und nahezu abgeschlossen, Teil 7 ist offen für weitere Befestigungssysteme. Der Teil 6 soll sich mit Schubdübeln befassen und steht noch zur Bearbeitung aus. Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zur Berechnung von Einbauteilen mit Schubdübeln liefern.

Der fib guide „Design of Fastenings in Concrete“ liegt in einer gültigen Fassung von 1997 vor [27]. Aktuell wird dieser überarbeitet. Die Überarbeitung liegt zur Zeit als Entwurf (Draft) vor [28] und [29] und umfasst die Teile:

fib guide „Design of Fastenings in Concrete“ (Entwurf)

[1] Introduction

[2] Part I: General provisions

[3] Part II: Characteristic resistance of fastenings with post-installed expansion anchors, undercut anchors, screw anchors and bonded-expansion anchors

[4] Part III: Characteristic resistance of fastenings with post installed bonded anchors

[5] Part IV: Characteristic resistance of fastenings with cast-in headed anchors

[6] Part V: Characteristic resistance of fastenings with cast-in anchor channels

Tabelle 2: Gliederung des derzeitigen Entwurfs: fib/CEB guide „Design of Fastenings in Concrete“

In den Teilen 1 bis 5 sind nicht die Fälle von hoch beanspruchten Befestigungen mit vorherrschenden Schubkräften erfasst, bei denen die Kraftübertragung nur mittels

zusätzlicher spezieller Schubdübel möglich ist. Zur Schließung dieser Lücke auf einem wichtigen Anwendungsgebiet ist die Erarbeitung des Teils 6 „Schubdübel“ geplant. Zur Erarbeitung einer Richtlinie müssen die in Bild 6 zusammengefassten Versuche ergänzt werden. Die durchgeführten Versuche lassen aufgrund der starken Streuung der einzelnen Versuchsparameter, wie Dübelformen, Betonfestigkeiten, Belastungsanordnung und Ausbildung der Versuchskörper, keine statistisch gesicherte Auswertung der Versuchsergebnisse zu. Auch sollten sie lediglich eine untere Schranke der Tragfähigkeit liefern. Es wurden vornehmlich sehr geringfeste Betone mit einer mittleren Betondruckfestigkeit  $< 10 \text{ N/mm}^2$  untersucht (siehe Bild 6). Die geringe Betondruckfestigkeit dieser Versuche wurde bewusst angestrebt, um die untere 5%-Quantile der Betonfestigkeit zu simulieren. Die Festlegung der relativ niedrigen Betonfestigkeit nimmt demnach unmittelbar Bezug auf den seinerzeit in Arbeit befindlichen DDR-Standard des „ETV-Beton: Nachweis der Zugtragfähigkeit auf Grund experimenteller Erprobung“. Danach wurde jeweils die Tragfähigkeit am unteren 5%-Quantil experimentell ermittelt und daraus die zu produzierende Betonklasse (Betongüte) anhand statistisch gesicherter Häufigkeitsverteilungen „hochgerechnet“ (Quelle DR. KÖRNER). Hierzu wurde die Betonrezeptur entsprechend verändert. Zum Beispiel wurde der Wasserzementwert entsprechend hoch gewählt. Kritisch ist anzumerken, dass bei diesem Verfahren starke Eingriffe in die Betonstruktur unternommen werden. Die vermuteten Nebenwirkungen reichen hierbei von Störungen im Betongefüge bis zu den unvorhersehbaren Beeinflussungen der Betoneigenschaften wie Zugfestigkeit, E-Modul und Verformbarkeit. Zur Beurteilung der Versuche ist aber lediglich die gemessene Betondruckfestigkeit bekannt.

Anmerkung: Das aktuelle Berechnungsverfahren und die zugrunde liegenden Versuche folgen diesem Ansatz nicht mehr, sondern arbeiten mit standardisiertem Transportbeton. Die sich so ergebende Betrachtung von Mittelwerten wird bei der Diskussion des Sicherheitskonzeptes berücksichtigt.

## **2.3 NORMUNG IM STAHLVERBUNDBAU – E/V DIN 18800-5**

Neben den dargestellten Versuchen (s. Bild 6) und Regelwerken findet man auch im Bereich Stahlbau und hier im Stahlverbundbau Bauteile mit Schubdübeln und dazugehörige normative Regelungen. Wie erwähnt werden Schubdübel in der Verbundbaunorm im Kapitel „Blockdübel, Haken und Winkeldübel“ behandelt. Interessant ist die Entwicklung der Normung. Im DIN Entwurf 18800-5 [33] vom April 1998 werden Hinweise zu Bemessung und Einbau derartiger Bauteile zur Verbundsicherung gegeben. Der Entwurf der DIN 18800-5 vom Januar 1999 [34] überarbeitet

diese und in der Vornorm DIN 18800-5 vom November 2004 [35] sind sie dann nicht mehr enthalten.

Man könnte sagen, die mehr konstruktiv geregelten Blockdübel werden zugunsten der Kopfbolzendübel, die sich in der Bauausführung durchgesetzt haben, weggelassen. Aus der Sicht des Verbundbaues und der Verbundsicherung zwischen Stahlträgern und Betonplatten ist dies durchaus verständlich, da große Kontaktflächen zur Verfügung stehen und entsprechend viele einzelne schwache Kopfbolzendübel doch gemeinsam, alleine durch ihre Anzahl, eine große Kraft übertragen können. Hinzu kommt die extrem rationelle und damit billige Applikation der Kopfbolzendübel, wogegen Blockdübel doch recht aufwendig händisch angeschweißt werden müssen.

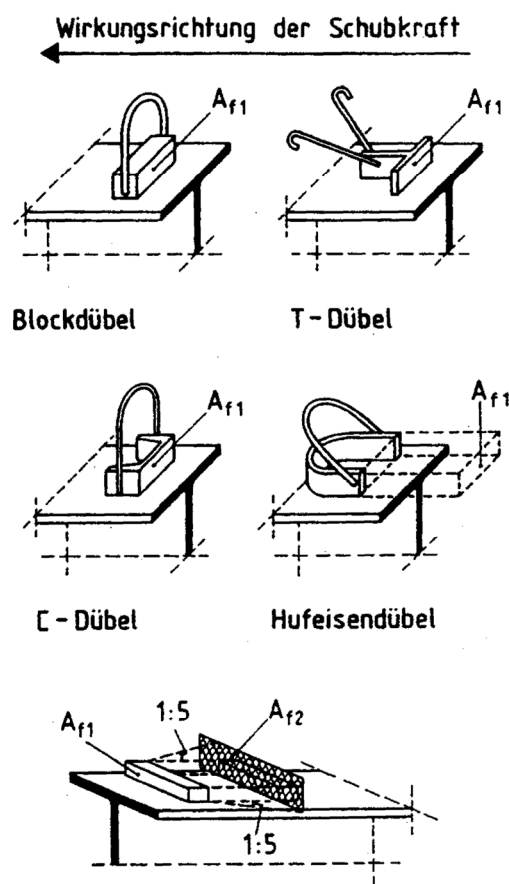


Bild 9: „Starre“ Dübel nach E-DIN 18800-5 [34]

Fig. 9: Inflexible rigid lugs due to E-DIN 18800-5 [34]

Die in der Verbundbaunorm behandelten Blockdübel können unter dem Begriff „starr“ zusammengefasst werden. Sie dürfen auch nur dann als Verbundmittel eingesetzt werden, wenn sie nicht keilförmig, sondern eben bzw. flach/flächig ausgebildet sind und wenn sie so steif sind, dass im Versagensfall von einer gleichmäßigen Betondruckspannung an der Vorderseite der Dübel ausgegangen werden kann. Dann kann für die Bemessung die 2,5-fache einaxiale Betondruckfestigkeit für Normalbe-

ton zugrunde gelegt werden und die 2,0-fache für Leichtbeton. Diese Werte müssen lediglich reduziert werden, wenn die Hintereinanderanordnung der Dübel keinen genügenden Freiraum zur Lastausbreitung lässt. Die Grenzen der Anwendung werden so gesetzt, dass die Dübel selbst sich nicht verbiegen können und auch keine Verdrehung zwischen Ankergrund – hier einer Betonplatte – und Befestigung – hier ein Stahlträger – auftritt. Eine Anwendung im Verbundbrückenbau dokumentiert die Aufnahme Bild 5 aus dem Deutschen Museum, München.

Aber eben diese Bedingung, dass im Versagensfall von einer gleichmäßigen Betondruckspannung an der Vorderseite der Dübel ausgegangen werden kann, soll für die hier untersuchten Einbauteile nicht gelten. Dies wäre der Grenzfall unverformter Dübel bzw. Einbauteile, wobei der Faktor 2,5 zur einaxialen Betondruckfestigkeit – zumindest im Versuch – sehr auf der sicheren Seite liegt. Diese starren Blockdübel dürfen mit Schlaufen und Schlaufenankern kombiniert werden, wenn das unterschiedliche Verformungsverhalten der beiden Bauteile berücksichtigt wird.

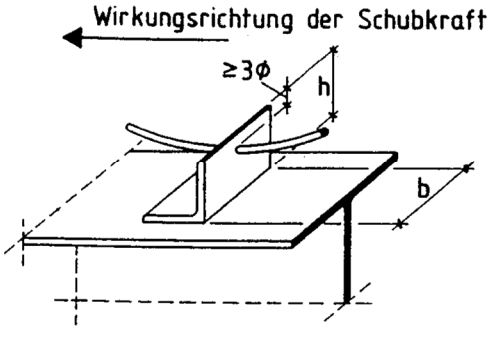
|  |   |       |
|--|---|-------|
|  | $P_{Rd} = 10 \cdot b \cdot \sqrt[4]{h^3} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$ | (2.2) |
|--|---|-------|

Bild 10: Winkeldübel nach E-DIN 18800-5 [34]

Fig. 10: Flexible lugs with angle steel bar due to E-DIN 18800-5 [34]

Da im Verbundbau auch Winkeleisen als Schubdübel genutzt werden sollen, diese wohl aber nicht mehr der Bedingung „starr“ genügen, wird für diese eine aufnehmbare Schubkraft nach Gleichung (2.2) angegeben. Hohe und damit weiche Schenkel mindern die zulässige Kraft hier genauso ab, wie höhere Betonfestigkeiten zu einer solchen Reduktion führen. Weiterhin wird die Schlankheit des Schenkels gedeckelt, indem die Höhe  $h$  maximal dem 10fachen der Dicke entsprechen darf. Damit können die Systeme nicht zu weich werden, und der Schwerpunkt der Lastübertragung kann mit  $\frac{1}{4}$  der Schenkelhöhe abgeschätzt werden. Als Verbundsicherung ersetzt hier ein durchgesteckter Stab die Schlaufen der Blockdübel.

Vergleicht man diese Bemessung mit der der Blockdübel, so erhält man für eine Winkelleiste mit 40 mm Schenkelhöhe nur noch 58 % der zulässigen Last eines flächengleichen Blockdübels. Für ein Winkeleisen mit 80 mm Schenkelhöhe reduziert sich dieser Wert sogar auf 49 %. Beides für einen Beton mit einer Festigkeit von

20 N/mm<sup>2</sup>. Bei höherfestem Beton ergibt sich nach Gleichung (2.2) eine entsprechend weitere Reduzierung:

|            |                                    |       |                     |                                     |      |
|------------|------------------------------------|-------|---------------------|-------------------------------------|------|
| Blockdübel | $2,5 \cdot f_{ck} \cdot A_{Dübel}$ | 100 % | Winkeldübel         | $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$        |      |
|            |                                    |       | $h = 40 \text{ mm}$ | $1,46 \cdot f_{ck} \cdot A_{Dübel}$ | 58 % |
|            |                                    |       | $h = 80 \text{ mm}$ | $1,23 \cdot f_{ck} \cdot A_{Dübel}$ | 49 % |

Hierdurch wird der Einfluss der Systemsteifigkeit im Dübelssystem deutlich erkannt und für einen einfachen Fall berücksichtigt.

## 2.4 ZAHNLEISTEN

Kurz vorgestellt werden sollen hier auch die Zahnleisten. In Bild 5 wurden bereits Zahnleisten gezeigt, die bei der Nesenbachtalbrücke [84] eingesetzt wurden. Die Aufgabe besteht darin, ein Druckspannungsfeld in einem Knoten zu bündeln und an ein externes Bauteil anzuschließen. Lösungen hierfür zeigt SCHLAICH in [83]. Eine Weiterentwicklung zeigt dann die Ausbildung der Zahnleisten wie im Bild 11 unten skizziert oder im Bild 5 unten gezeigt. Die massiven Keile mit je einer Oberfläche senkrecht zur einmündenden Teildruckstrebe (Bild 11 oben), werden durch gleichartige mit Abstand angeordnete Zähne (Bild 11 unten) ersetzt.

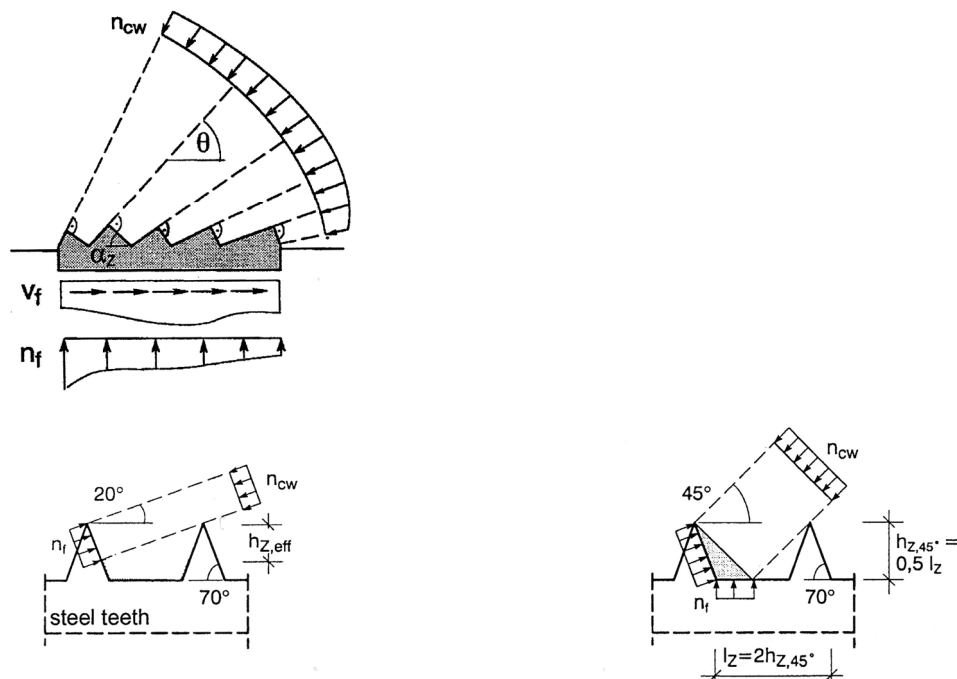


Bild 11: Zahnleisten, oben nach [83], unten nach [85]

Fig. 11: Saw-Tooth, top [83], bottom [85]

Auf diese gleichartigen Zähne können sich dann Druckstreben in einem Winkelbereich von  $20^\circ$  bis  $70^\circ$  abstützen (gezeigt sind  $20^\circ$  links und  $45^\circ$  rechts im Bild 11). Näheres zu diesen Zähnen findet sich in SCHLAICH [84] sowie SCHMID [85].

Diese Bauteile können im Verhalten bezüglich der Schubkraftübertragung den steifen, starren Blockdübeln zugeordnet werden. Eine große Lastübertragungsfläche wird durch Aktivierung vieler Zähne erreicht. Damit kann ein Druckspannungsfeld sehr günstig gefasst werden. Für eine reine Schubkraftübertragung stehen aber  $(n-1)$  Zähne im Schatten des ersten Zahnes. (Allerdings wird diese reine Schubkrafteinleitung auch nicht existieren, da im Allgemeinen immer eine Lastaufweitung oder Umlenkung stattfindet). Die Zahnleisten bilden somit einen Randbereich zu den Schubdübeln, die hier untersucht werden sollen.

## 2.5 ETV BETON

Im Bereich des ETV Beton existiert die Richtlinie: „Stahleinbauteile, Berechnung und bauliche Durchbildung der Verankerung“ [77] des VEB Betonleichtbaukombinates (DDR). Stahleinbauteile bestehen hier aus einer Grundplatte mit 4 Kopfbolzen. Je nach Querkraftbeanspruchung werden diese Teile durch verschiedene Ankerkonstruktionen ergänzt. Einige der verwendeten Grundformen zeigt Bild 12, unterschlagen werden lediglich die Formen E8 „Anker mit angeschweißtem Querstab“ und E7 „Schraubhülse“. Für diese Arbeit interessant ist die Form E5 „Ankergruppe mit Schubdübel“. Die Schubkraft wird hier voll dem Schubdübel zugewiesen, der als elastisch gebetteter Balken nach dem Bettungszahlverfahren berechnet wird. Die Randbetonpressung wird hierbei auf das 2fache des Rechenwertes der 1axialen Betondruckfestigkeit beschränkt ( $2 R_b$ ). Lediglich für kurze Schubdübel wird die aufnehmbare Querkraft auf  $\frac{1}{2} R_b A_{\text{Dübel}}$  begrenzt. Die Bettungszahl für den Beton wird generell mit  $400 \text{ N/mm}^3$  angesetzt. Damit wird der Einfluss der Verformungen berücksichtigt. Etwaige Verdrehungen aus der Grundplatte oder Nachgiebigkeiten der Anker selbst können aber nicht berücksichtigt werden. Weiterhin wird die Tragwirkung der eingelassenen Grundplatte nicht berücksichtigt.

Dies beeinflusst zwar nicht die Standsicherheit der Befestigungen mit Einlegeteilen, kann aber aufgrund der extrem unterschiedlichen Charakteristiken des Verformungsverhaltens der beteiligten Bauteile zu unschönen Abplatzungen oder Absprengungen im Gebrauchslastniveau führen.

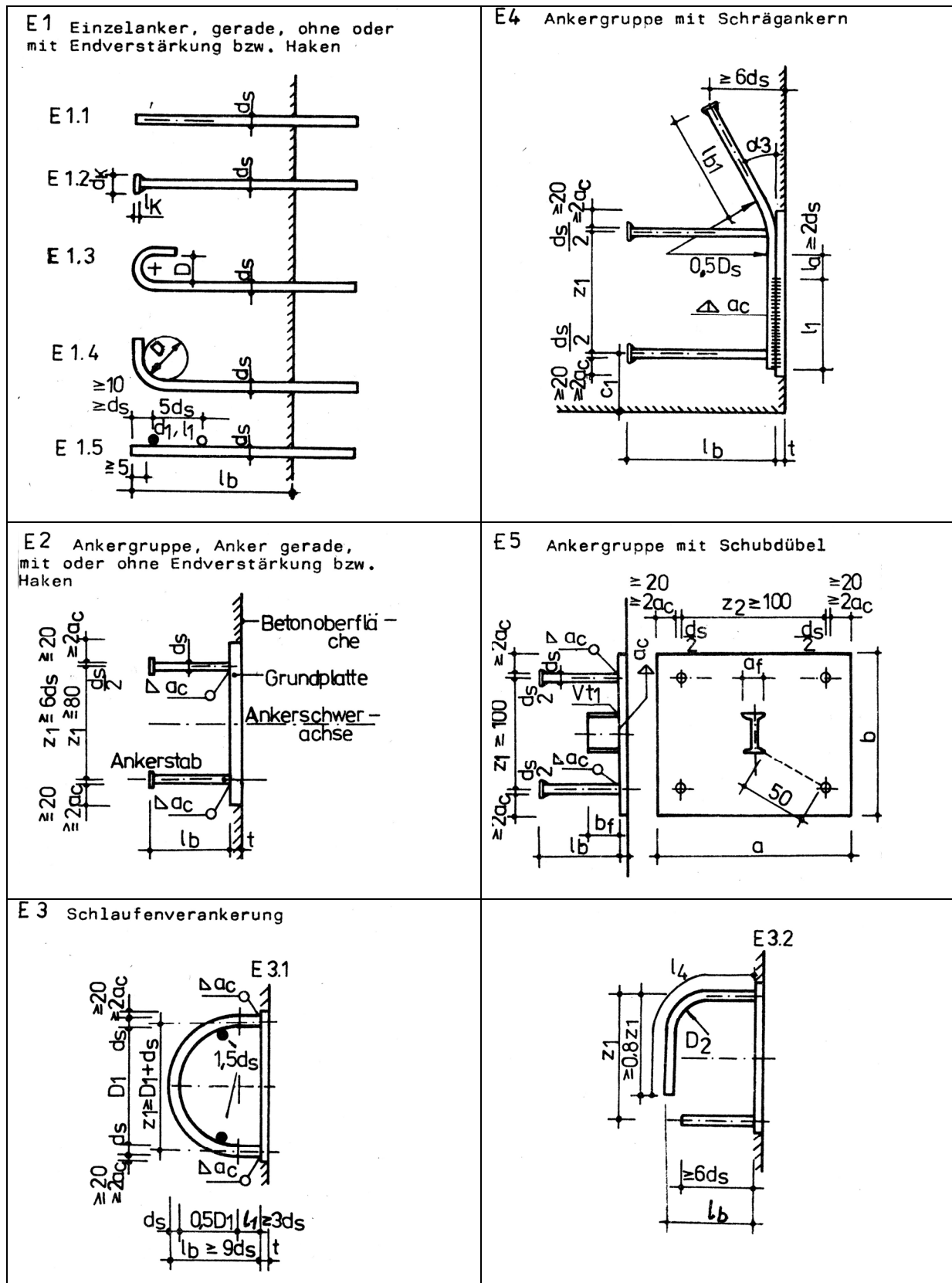


Bild 12: Grundformen der Stahleinbauteile nach [56]

Fig. 12: Basic forms of the steel fittings due to [56]

## 2.6 VERSUCHE VON COOK

Wie dargestellt geht die Richtlinie zum ETV-Beton mit dem Ansatz der elastischen Bettung weiter, als es die starren Ansätze in der E-DIN 18800-5 bewerkstelligen. Einen weiteren Ansatz zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln liefert Cook in [22]. Dieser Report zu „Design of Fastenings with Shear Load“ kombiniert seine Versuche mit solchen die Rotz [78] veröffentlicht hat. In einem weiteren Report für fib SAG4 [24] vergleicht er seine Formel mit der ersten Bemessungsgleichung des Autors, Gleichung (2.4).

Untersucht werden hier im Allgemeinen quadratische Ankerplatten mit 4 Ankerbolzen in den Ecken. Diese Ankerplatten werden auf dem Beton aufliegend oder in diesen eingesenkt getestet. Zum Teil werden diese Ankerplatten mit Schubdübeln zur Verstärkung der Querkrafttragfähigkeit ergänzt, siehe Bild 13 und Bild 14.

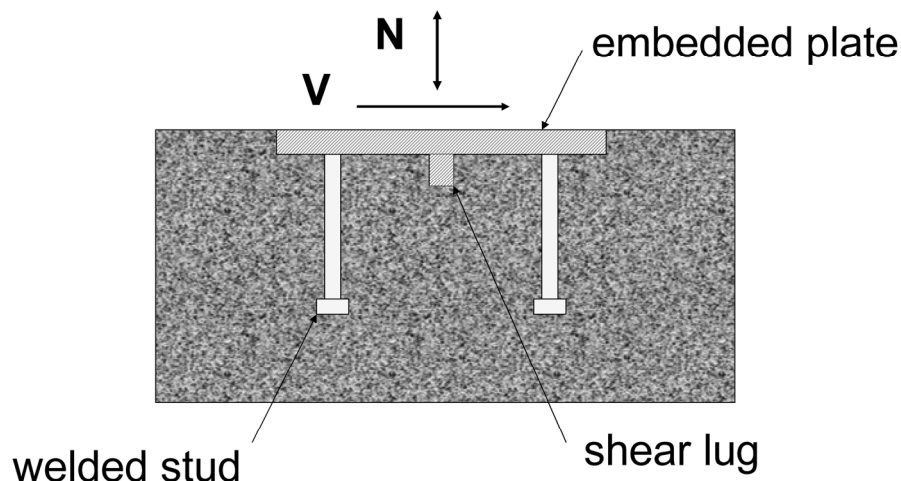


Bild 13: Typische in den Ankergrund eingelassene Ankerplatte mit Schubdübel

Fig. 13: Typical embedded Plate with shear lug

Bei den Versuchen interessiert hauptsächlich die maximale übertragbare Beanspruchung  $V$ . Der Einfluss einer zusätzlichen Normalbeanspruchung  $N$ , Bild 13, wird als Zug- oder Druckkraft berücksichtigt, eine Exzentrizität der angreifenden Last  $V$  jedoch nicht. Bei den Versuchen tragen die Ankerbolzen immer mit. Diese haben sicher ein ähnliches Tragverhalten wie Kopfbolzendübel, auch wenn Sie aus rechteckigen Stäben mit angeschweißter Ankerplatte bestehen (rectangular bars). Das Tragverhalten der Kopfbolzendübel unterscheidet sich erheblich von dem Tragverhalten der Schubdübel, und wird im folgenden Absatz noch näher erläutert. Der Ankerbolzentraganteil dürfte bei diesen Versuchen recht hoch sein, da 4 Ankerbolzen beteiligt sind.



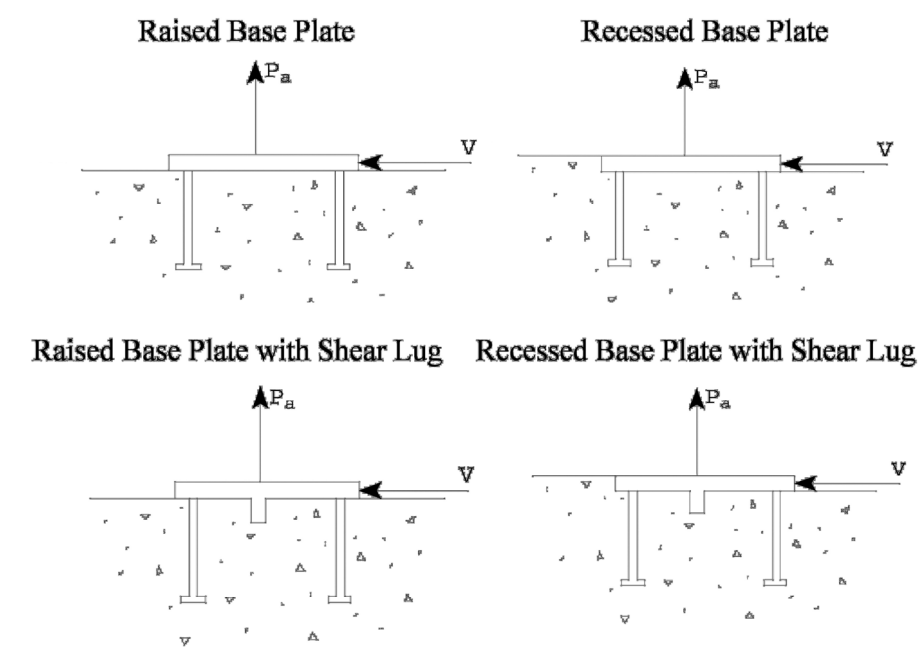


Bild 14: Probekörper Ausführungen für die Bechtel Versuche

Fig. 14: Test Specimens used for Bechtel Tests

Die Lasten, die in Front der Grundplatte abgetragen werden, können nur aus den Versuchen ohne eingebundene Grundplatte zurückgerechnet werden. Die Abmessungen der Versuchskörper zeigt Bild 15.

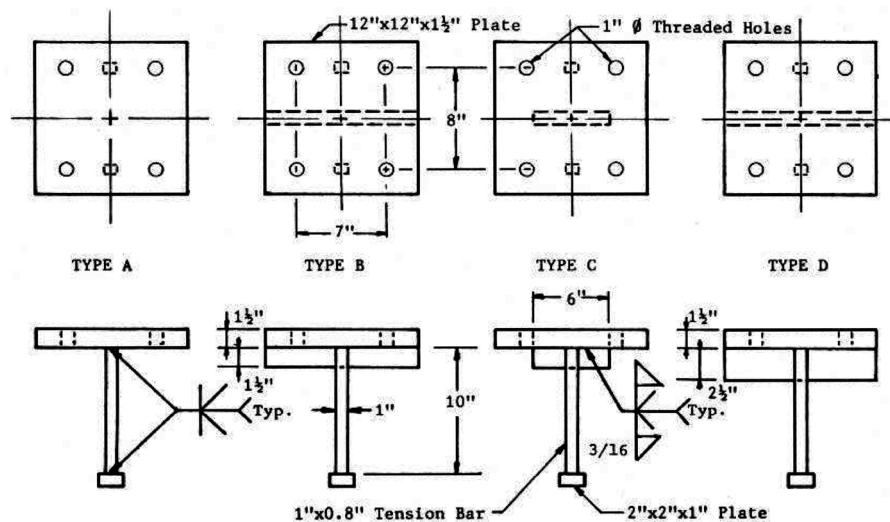


Bild 15: Abmessungen der Probekörper

Fig. 15: Dimensions- of Test Specimens

Für diese Versuche kann, wie auch für die eigenen Versuche, der positive, also die Querkraftübertragung begünstigende Einfluss der drückenden Normalkraft und der

entsprechend ungünstige Einfluss der ziehenden Normalkraft ermittelt werden. Die Versuchswerte können nach Gleichung (2.3) abgeschätzt werden. Den Vergleich mit der ersten Bemessungsgleichung des Autors zeigt Gleichung (2.4).

|                              |                                 |       |
|------------------------------|---------------------------------|-------|
| Reine Querkraftbeanspruchung | $V_m = k_0 \cdot f_c \cdot A_b$ | (2.3) |
|------------------------------|---------------------------------|-------|

|                                     |   |
|-------------------------------------|---|
| Zug- und<br>Querkraftbeanspruchung. | $V_m = k_0 \cdot f_c \cdot A_b \cdot \left(1 - \frac{N}{\sum A_s \cdot f_u}\right)$ |
|-------------------------------------|---|

|                                       |   |
|---------------------------------------|---|
| Druck- und<br>Querkraftbeanspruchung. | $V_m = k_0 \cdot f_c \cdot A_b \cdot \left(1 + k_1 \cdot \frac{N}{f_c \cdot A_{pl}}\right)$ |
|---------------------------------------|---|

|                                     |                           |
|-------------------------------------|---------------------------|
| Aus den Versuchen bestimmt<br>sich: | $k_0 = 2,75$<br>$k_1 = 5$ |
|-------------------------------------|---------------------------|

Vergleich für Zug- und Querkraftbeanspruchung

|               |  |       |
|---------------|--|-------|
| • Modell Cook | $V_m = 2,75 \cdot f_c \cdot A_b \cdot \left(1 - \frac{N}{\sum A_s \cdot f_u}\right)$ | (2.4) |
|---------------|--|-------|

|                  |  |
|------------------|--|
| • Modell Michler | $V_m = 2,475 \cdot f_c \cdot A_b \cdot \left(1 - 0,23 \cdot \frac{N}{N_0}\right)$<br>$N_0 = 15,5 \cdot h_r^{1,5} \cdot \sqrt{f_c}$ |
|------------------|--|

Vom Aufbau her sind beide Gleichungen ähnlich. Die Vorfaktoren unterscheiden sich nur gering. Grundlegend ist der Unterschied in der Berücksichtigung der Normalkraft. Bei COOK wird die Normalkraft auf die zulässige Ankerstahlzugkraft bezogen, beim Autor auf die Betonkegelausbruchlast des Zugankers. Jedoch wird vorausgesetzt, dass die Ankerstahlzugtragfähigkeit auch gegeben ist. In der Gleichung des Autors der Klammeranteil erst bei einer ca. 4fachen Normalbeanspruchung negativ, während bei COOK schon das Erreichen der Ankerstahlzugtragfähigkeit die Gültigkeit der Formel begrenzt. Diese scheinbare Überbeanspruchung des Zugankers reflektiert die Tatsache, dass die Normalkraft, hier die ziehende Normalkraft, nicht alleine vom Anker übertragen wird, sondern auch durch Abbau der aus Gleichgewichtsgründen entstehenden Druckkräfte unter der Ankerplatte. Diese entstehen vereinfacht ausgedrückt aus dem Versatz der angreifenden Last  $V$  zu dem Schwerpunkt der Lastübertragung vor dem Dübel. Die Exzentrizität der äußeren Last ist der Hauptanteil dieses Versatzes und kann in der Beobachtung der Einbauteile mit Schubdübeln somit schlecht vernachlässigt werden.

Abschließend kann festgestellt werden, dass die von COOK beschriebenen Versuche ein anderes Ziel verfolgen als diese Arbeit. COOK will die zulässige Last von Einbauteilen mit Schubdübeln ermitteln, legt also eine Geometrie fest. Die von ihm verwendete Grundplatte ist mit 3,8 cm verhältnismäßig stark. Die vorliegende Arbeit will die Lastübertragung vor dem Schubdübel als Einzelbauteil ermitteln. Zuganker werden aus Gleichgewichtsgründen benötigt, sollen das Ergebnis aber so wenig wie möglich beeinflussen. Für explizite Einbauteile mit Schubdübeln und Zugankern können dann die Ergebnisse der beiden Tragwirkungen, Lastübertragung vor dem Schubdübel und Lastübertragung vor dem/den Zuganker/Zugankern kombiniert werden. Dabei stützt sich die vorliegende Arbeit auf die bereits vorliegenden Arbeiten und Erkenntnisse zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln und ähnlichen Bauteilen.

## **2.7 KOPFBOLZENDÜBEL – TRAGVERHALTEN**

Untersucht werden in dieser Arbeit Einlegeteile mit Schubdübeln. In der Praxis werden allerdings fast ausschließlich Kopfbolzendübel eingesetzt, um Kräfte mittels Einlegeteilen zu übertragen oder eine Verbundsicherung zwischen Stahlträgern und Ort betonplatten – allgemein zwischen Stahlbauteil und Betonbauteil – vorzunehmen. Für die Anwendung der Kopfbolzen spricht ihre extrem rationelle Applikation mit speziellen Bolzensetzmaschinen. Ihren Mangel der verhältnismäßig geringen Querkrafttragfähigkeit infolge ungünstiger Lasteinleitungsbedingungen können die Kopfbolzendübel durch die einfache Anwendung in Gruppen ausgleichen. Hierbei erhält jeder Einzeldübel eine geringe Last, und infolge der verhältnismäßig großen Verschiebung unter Last oder auch Duktilität bis zum Bruch können entsprechend große Gruppen zur Lastabtragung aktiviert werden. Ausführungen hierzu finden sich beispielsweise bei BODE [2], [3] und ff sowie KUHLMANN [59], [60] und ff. Ein Stichwort dies betreffend ist sicher die Verbundsicherung mittels nachgiebigen Verbundes, der im Verbundbrückenbau Anwendung findet.

Wie bereits ausgeführt bietet der Kreisquerschnitt der Kopfbolzendübel keine optimalen Bedingungen zur Lastübertragung für Querkräfte (siehe oben, Bild 3). Der flächige Blockdübel oder allgemein der Schubdübel stellt hier theoretisch bessere Bedingungen zur Verfügung, kann diese in der Praxis aber – zumindest zur Zeit – nicht ausspielen, da die Wirtschaftlichkeit der Applikation nicht gegeben ist und rechnerisch nur starre Blockdübel nachgewiesen werden können und dies auch noch recht konservativ. Um letzteres Manko beseitigen zu können, wird in dieser Arbeit ein Bemessungskonzept für flächige Schubdübel, als Erweiterung zu den starren Blockdübeln, vorgestellt. Betrachten wir aber erst die Fähigkeiten der konkurrierenden Kopfbolzendübel bezüglich ihrer Querkrafttragfähigkeit.

### 2.7.1 BEMESSUNGSKONZEPT FÜR KOPFBOLZENDÜBEL

Kopfbolzendübel zur Verbundsicherung und Querkraftübertragung können in vertikaler Lage oder in horizontaler Lage zur Herstellung des Verbundes zwischen Stahlträgern und Gurtplatten oder ähnlichem eingesetzt werden. Ein weiteres klassisches Einsatzgebiet ist die Verankerung in den Beton eingelegter Bleche (Grundplatten), die wiederum Befestigungselemente zum Anschluss anderer Bauteile aufnehmen. Hier werden die Kopfbolzendübel üblicherweise in 4er Gruppen eingesetzt. Betrachtet werden sollen primär die Bemessungsregeln für Kopfbolzendübel, die in DIN 18800 zusammengefasst sind.

Vorteilhaft erfolgt die Dimensionierung gegen den Bemessungswert der Einwirkungen, die Lastkombinationen können dann unabhängig frei gewählt/definiert werden. Der Bemessungswert der Einwirkungen ist nach DIN 18800-1, Abschnitt 7.2 [32] zu ermitteln. Im einfachsten Fall gilt:

$$F_d = E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad (2.5)$$

Der Bemessungswert des Widerstandes ergibt sich entsprechend aus den charakteristischen Tragfähigkeiten auf der Materialseite und dem entsprechenden Sicherheitsfaktor  $\gamma_m$ . Für  $\gamma_m$  werden häufige Lastkombinationen zugrunde gelegt, wenn nichts anderes ausgewiesen wird.

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (2.6)$$

Entsprechend der Normen sind für die Teilsicherheitsbeiwerte beim Nachweis der Tragfähigkeit zu setzen:

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,35 \quad \text{bzw. } 1,00 \text{ bei günstiger Wirkung} \\ \gamma_Q &= 1,50 \end{aligned}$$

EDIN 18800-5 [33]:

$$\begin{aligned} \gamma_{Mc} &= 1,80 \quad \text{Betonversagen (Herausziehen, Betonbruch)} \\ \gamma_{Ms} &= 1,50 \quad \text{Stahlversagen der Kopfbolzen (zentrischer Zug)} \\ \gamma_{Ms} &= 1,25 \quad \text{Stahlversagen der Kopfbolzen (Querlast)} \\ \gamma_{Mh} &= 1,15 \quad \text{Versagen der Rückhängebewehrung bei Querlasten (Stahlbruch)} \\ \gamma_{Mh} &= 1,80 \quad \text{Versagen der Rückhängebewehrung bei Zuglasten (Herausziehen)} \end{aligned}$$

|                         |                 |        |   |
|-------------------------|-----------------|--------|---|
| <i>DIN 1045-1 [31]:</i> | $\gamma_c$      | = 1,50 | Betonversagen, bei ständiger Last   |
|                         | $\gamma_{c,FT}$ | = 1,35 | Betonversagen, bei Fertigteilen bei Einhaltung von [32], 5.3.3 (7) unter ständigen Lasten |
|                         | $\gamma_{Ms}$   | = 1,15 | Stahlversagen (Bewehrung), bei ständiger Last   |
| <i>DIN 1045 [30]:</i>   | $\gamma$        | = 1,75 |   |

## 2.7.2 LÄNGSKRAFT- ODER NORMALKRAFT-ÜBERTRAGUNG

Die Lasteinleitung der Bolzennormalkräfte in den Beton erfolgt analog der Dübelbemessung. Die Berechnung der zulässigen Bolzennormalkraft wird zur Dimensionierung der Zuganker benötigt. Die Berechnung erfolgt wie von ELIGEHAUSEN in [43] oder anderen beschrieben bzw. nach CEB-Richtlinien [26] ff. Hierbei ist zu beachten, dass verschiedene Versagensmechanismen auftreten können und alle geprüft werden müssen. Hauptsächlich zu betrachten sind:

- Pull-out failure – Herausziehen aus dem Beton nach Gleichung (2.7)
- Concrete cone failure – Betonkegelausbruch nach Gleichung (2.8) oder (2.9)

$$N_{Rk,p}^0 = p_k \cdot A_h \quad [\text{N}] \text{ nach [29]} \quad (2.7)$$

$$p_k = 7,5 \cdot f_{ck} \quad \text{für gerissenen Beton}$$

$$p_k = 11 \cdot f_{ck} \quad \text{für ungerissenen Beton}$$

$$A_h = \text{lastübertragende Fläche am Kopf}$$

$$= \pi \cdot (d_h^2 - d^2)$$

$$N_{Rk,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} \quad [\text{N}] \text{ nach [29]} \quad (2.8)$$

$$k = 9,0 \quad \text{für Kopfbolzen}$$

$$h_{ef} = \quad \text{Verankerungstiefe [mm]}$$

$$N_{u,c}^0 = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_W} \quad [\text{N}] \text{ nach [46]} \quad (2.9)$$

$$k = 15,5 \quad \text{für Kopfbolzen}$$

$$= 13,5 \quad \text{für Dübel}$$

$$h_{ef} = \quad \text{Verankerungstiefe [mm]}$$

Die Grundlasten müssen dann je nach Einbausituation noch abgemindert werden, wobei auch andere Versagensszenarien, z.B. Randausbruch und vor allem der abmindernde Einfluss nahe beieinander stehenden Einzelteilen bei Gruppen, betrachtet werden müssen. Ausführungen zu diesem Thema können der Literatur entnommen werden und sollen hier nicht weiter zitiert werden. Speziell hingewiesen werden soll

auf ELIGEHAUSEN [43] und die Veröffentlichungen im Betonkalender und Mauerwerkskalender, ebenfalls von ELIGEHAUSEN maßgebend verfasst.

### 2.7.3 QUERKRAFTÜBERTRAGUNG

Die Kopfbolzendübel können natürlich auch zur Querkraftübertragung herangezogen werden. Damit stehen Sie in direkter Konkurrenz zu den untersuchten Einbauteilen mit Schubdübeln. Im Weiteren soll die Lastübertragungskapazität der Kopfbolzendübel zur Querkraftübertragung erörtert werden, um diese dann derjenigen der Einlege-teile mit Schubdübeln gegenüberstellen zu können bzw. mit diesen vergleichen und gegen sie abgrenzen zu können.

Untersuchungen zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln liegen ebenfalls in man-nigfaltiger Form vor. Es soll hier nicht versucht werden, alle Autoren in gleichwertiger Form zu berücksichtigen. Zusammenfassend soll die Normung zitiert und zur Beschreibung herangezogen werden. Wie bei dem mit Normalkraft beanspruchten Bolzen können auch hier wieder mehrere Versagensmechanismen auftreten:

- [7] Abscheren des Stahlmaterials
- [8] Ausbrechen eines Betonausbruchkörpers
- [9] Herausziehen des Kopfbolzendübels

Das Herausbrechen des Betonausbruchkörpers geschieht analog zum Betonkegel-auszug beim zugbeanspruchten Bolzen, nur dass der Betonkegel entgegen der Kraft-richtung verschoben ist. Daher wird die Querkrafttragfähigkeit auch oft in Abhängig-keit der Normalkrafttragfähigkeit angegeben.

Nach EC 4 [80] und EDIN 18800-5 [33] (04/1998) wird die Grenzscherkraft von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten mit den Grenzwerten  $P_{Rd,1}$  und  $P_{Rd,2}$  angege-ben.  $P_{Rd,1}$  (Gl. 5.21, [33]) bezeichnet hierbei das Stahlversagen im Bolzenschaft auf Abscheren,  $P_{Rd,2}$  (Gl. 5.22 in [33]) das Betonversagen vor dem Bolzenschaft. Der klei-nere Wert ist als Grenzscherkraft anzusetzen. Im Folgenden wird für diese Grenz-werte die Bezeichnung  $V_{Rd,1}$  bzw.  $V_{Rd,2}$  für die Bemessungswerte und  $V_{R,1}$  bzw.  $V_{R,2}$  für die charakteristischen Größen verwendet. Für den Einzelbolzen ergeben sich da-durch folgende Grenzwerte:

Stahlversagen im Bol-  
zenschaft auf  
Abscheren:

$$V_{Rd,1} = 0,8 \cdot f_{uk} \cdot \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2.10)$$

Betonversagen vor dem  
Bolzenschaft:

$$V_{Rd,2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_1^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{ck}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2.11)$$

Aussagekräftig werden diese Formeln erst, wenn man sie mit Materialkennwerten hinterlegt. Beispielsweise soll für die Kopfbolzen ein Produkt der Firma Nelson [91] herangezogen werden. Betrachtet man die Zulassung Z-21.5-82 für Kopfbolzen mit Bolzenschweißen per Hubzündung aus S 235 J2 G3, so errechnet sich eine Bolzenfestigkeit von  $f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2$ .

Anmerkung: Der Wert der Quertragfähigkeit bei Stahlversagen<sup>1)</sup> wird nach DIN 18800-I, (Abs. 804) [32] mit dem Beiwert  $\alpha_a = 0,60$  für Schrauben berechnet. Für die glattflächigen Kopfbolzendübel erscheint der Wert  $\alpha_a = 0,80$  nach EDIN 18800-5 (04/1998) [33], Gleichung (5.21) aber besser geeignet. Für den Beton kommt ein B 35 zur Anwendung oder umgerechnet nach Hartz [51] einem Beton C 30/37 entsprechend DIN 1045-1.

Berechnung von  $V_{Rd,1}$ :

mit:

$$V_{Rd,1} = 0,8 \cdot f_{uk} \cdot \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

$$d_1 = d_a = 22 \text{ mm}$$

$$f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_v = 1,25 \quad \text{Grundkombination}$$

$$(\gamma_v = 1,0 \quad \text{außergewöhnliche Kombination})$$

$$V_{Rd,1} = 0,8 \cdot 450 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2 \text{ mm}^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = \underline{\underline{109,48 \text{ kN}}}$$

Berechnung von  $V_{Rd,2}$ :

mit:

$$V_{Rd,2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_1^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{ck}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \alpha = 0,2 \cdot \left( \frac{h_d}{d_1} + 1 \right) \quad \text{für} \quad 3 \leq \frac{h_d}{d_1} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{für} \quad \frac{h_d}{d_1} \geq 4 \rightarrow \quad \text{hier: } \alpha = 1,0$$

$$f_{ck} \quad \text{nach [51] entspricht ein B 35 nach [30] einem C 30/37 nach [31]}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2, E_{cm} = 31900 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,2} = 0,29 \cdot 1,0 \cdot 22^2 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{31900 \cdot 30 \text{ N/mm}^2} \cdot \frac{1}{1,25} = \underline{\underline{109,85 \text{ kN}}}$$

Damit liegen die Grenzscherkräfte für das Betonversagen vor dem Bolzenschaft  $V_{Rd,2}$  und Versagen des Dübelmaterials  $V_{Rd,1}$  in der gleichen Größenordnung. In dieser Kombination sind die betrachteten Kopfbolzendübel also sehr gut ausgenutzt.

Betrachtet man die Querkrafttragwirkung von Kopfbolzendübel genauer, so ergibt sich ein differiertes vom Verschiebungszustand abhängiges Bild. Im Hintergrundbe-

richt zum EC4, Roik [80] wird dies exemplarisch zusammengefasst. In Abhängigkeit des Verschiebungszustandes  $w$  werden 4 Traganteile der Querkraftübertragung vor dem Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten identifiziert, siehe Bild 16. Zu Beginn der Belastung und auch der Verschiebung wird die Beanspruchung  $V$  mehr oder weniger direkt über den Dübelfuß in den Beton geleitet. Die Druckstreben stützen sich dabei auf die Schweißnaht (Wulst) und den anschließenden Bereich des Bolzenschaftes ab. Die Druckstreben verlaufen unter einem verhältnismäßig geringen Neigungswinkel  $\beta$ . Mit zunehmender Beanspruchung und Verschiebung nimmt dieser Traganteil A, nach Bild 16, jedoch erheblich ab und wird durch andere Tragmechanismen teilweise ersetzt und ergänzt. Dies ist eine Folge der örtlichen Zerstörungen im Bereich der Lastabtragung A – am Bolzenfuß – infolge lokaler Schädigungen durch hohe Betonpressungen. Die Schubkraft wird in den Bolzenschaft umgelagert, der zunehmend auf Biegung beansprucht wird – Traganteil B. Sowohl im Stahl des Bolzens als auch im Beton treten plastische Verformungen auf.

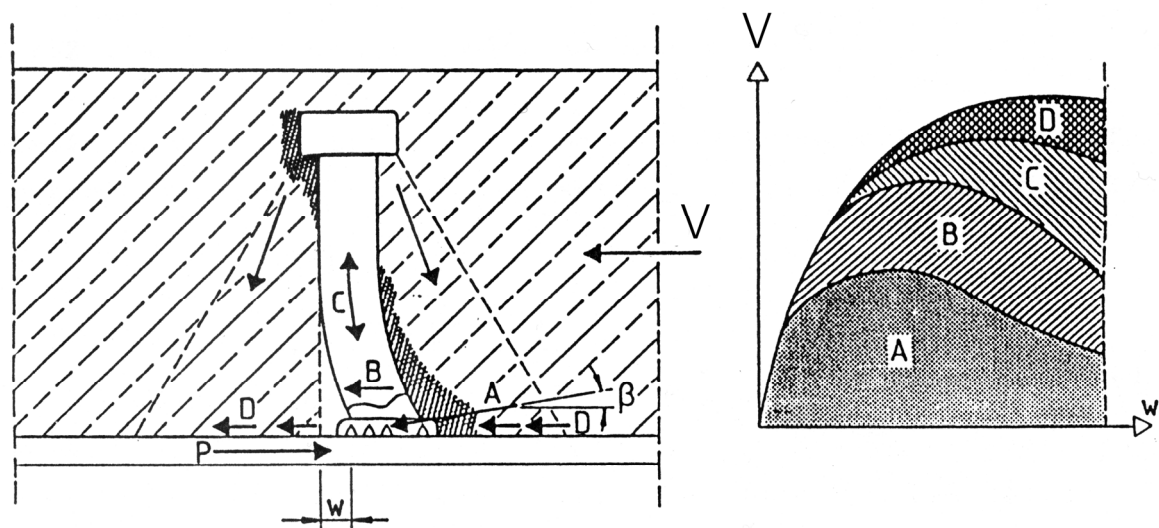


Bild 16: Traganteile von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten nach [80]

Fig. 16: Load carrying components of head anchor bolts in concrete slabs due to [80]

Der sich verbiegende Kopfbolzen gerät unter Zugbeanspruchung, da sich der Bolzenkopf auf den Beton abstützt und einer Bewegung widersetzen kann. Die horizontale Komponente dieser Bolzenzugkraft findet sich im Traganteil C. Der Beton unter dem Bolzenkopf gerät entsprechend unter Druck. Diese Beanspruchung ist vergleichbar mit der Lastübertragung am Bolzenkopf bei zentrischer Zugbeanspruchung des Kopfbolzens. Diese Druckbeanspruchung des Betons aktiviert dann als letzten Traganteil D, eine Reibkraft zwischen dem Beton und dem Gurt oder allgemeiner der Grundplatte des Einlegeteiles.



Die in der Literatur und im EC4 angegebenen Traglastformeln basieren auf empirischen Untersuchungen. Erste Untersuchungen stammen von OLLGAARD [68]. Weitere Traglastformeln die im EC4 Eingang gefunden haben, liefern JOHNSON UND OEHLERS [52] und andere sowie BODE [3]. Neuere Untersuchungen finden sich auch bei KUHLMANN [59], [61].

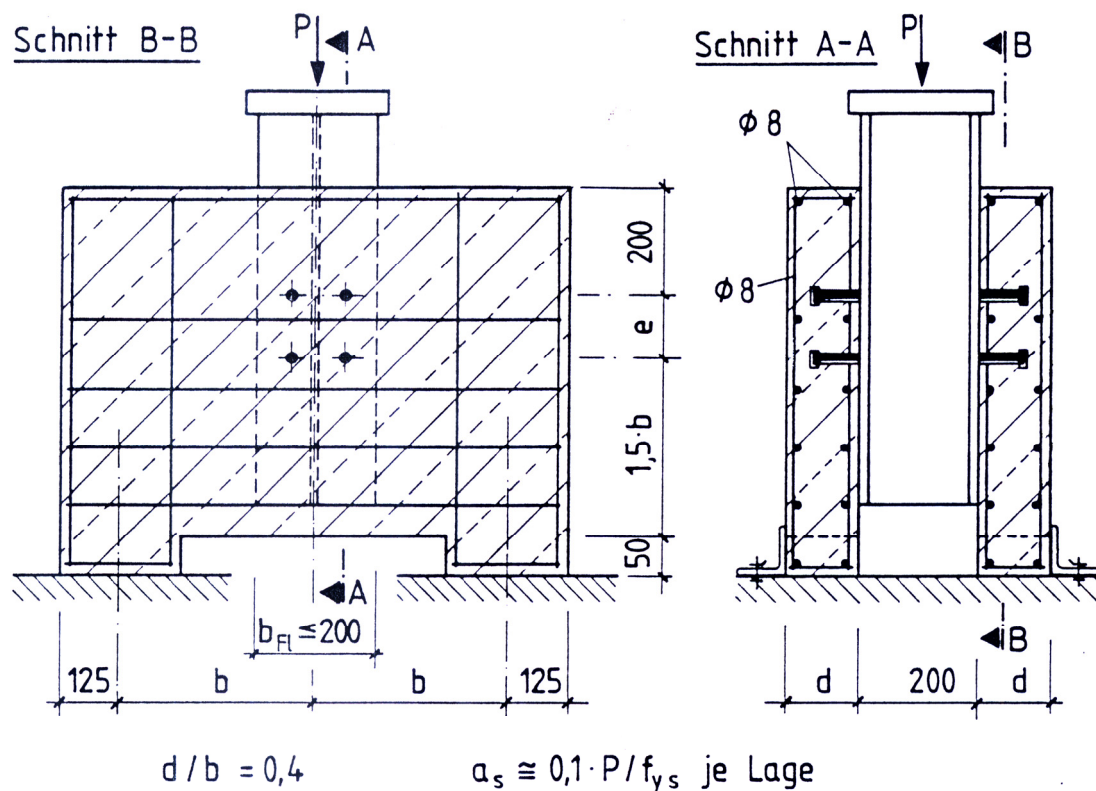


Bild 17: Standardisierter Abscherversuch nach [80]

Fig. 17: Standardized push-out test due to [80]

Aus dieser Darstellung ersieht man leicht, dass auch das Querkrafttragverhalten von Kopfbolzendübeln extrem von der Verformung abhängig ist. Der anfängliche steife Formschluss wandelt sich im Versagensfall in Richtung Klemmwirkung und Reibkraftübertragung. Dies gibt wieder einen Hinweis darauf, dass auch bei der Betrachtung der Schubdübel die Verformung und das Verformungsgeschehen nicht außer Acht gelassen werden dürfen. Die Querkrafttragfähigkeit von Kopfbolzendübeln kann nach RoIK [80] mit standardisierten Abscherversuchen nach Bild 17 ermittelt werden.

In dieser oder ähnlicher Form werden solche Versuche bis zum heutigen Tag durchgeführt. Vor allem der Boom im Verbundbrückenbau der letzten Jahre hat hier weitere erhebliche Aktivitäten hervorgerufen.

Ein Aspekt ist die Lage der Kopfbolzen im Querschnitt. Infolge der zunehmenden Verbreitung der Verbundbauweise werden neue Querschnittsformen entwickelt. Diese weichen vom Standardverbundträgerquerschnitt dahingehend ab, dass Bleche in den Betonquerschnitt eintauchen und somit eine deutliche Änderung der Verbundfugenausbildung bedeuten. Für die Verbindungsmittel Kopfbolzendübel bedeutet dies, dass sie nicht mehr stehend senkrecht zur Plattenebene (Gurtplatte) sondern liegend horizontal in der Platte eingesetzt werden.

Die oben genannten Formeln beschreiben eine Betontragfähigkeit, die für die Querkraftübertragung des einzelnen Bolzens so interpretiert werden kann, dass sich eine Druckstrebe auf den Bereich des Kopfbolzenfußes abstützt. Der durch die Druckstrebe direkt beanspruchte Bolzenbereich erstreckt sich nur ca. 2 cm von der Schweißstelle in den Schaft. Diese Druckstrebe kann mit Stabwerkmodellen weiterverfolgt werden. Zerlegt man diese eine Druckstrebe nun in 2 Druckstreben, um die Last besser verteilen zu können, wird schnell ersichtlich, dass sich eine Spaltzugkraft vor dem Kopfbolzendübel im Beton einstellt, siehe Bild 18.

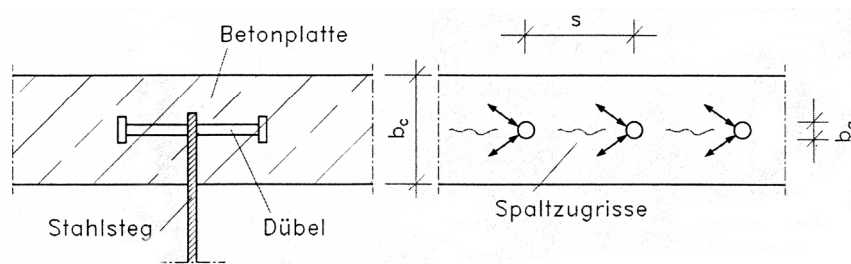


Bild 18: Lasteinleitung bei Platten mit liegenden Kopfbolzendübeln

Fig. 18: Load introduction of slabs with lying studs

Inwieweit die Einbaulage die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel beeinflusst, untersucht unter anderem KUHLMANN. In KUHLMANN [60] wird gezeigt, dass die liegenden Kopfbolzendübel eine deutlich geringere Traglast aufweisen, als die stehend eingebauten. Daraus leitet sich die Forderung ab, bei liegend eingebauten Kopfbolzendübeln eine gezielte Bewehrung der Platten anzuordnen, um ihre Aufspaltung zu vermeiden. Das duktile Lastverformungsverhalten wird aber auch von liegend eingebauten Kopfbolzendübeln erreicht.

Für die vorliegende Arbeit bedeutet dies, dass auch hier die Lasteinleitung bzw. die Lastausbreitung in das Gesamtbauteil zu betrachten ist. Allerdings beschränkt sich diese Arbeit in der Nachrechnung auf den unmittelbaren Lasteinleitungsbereich vor dem Dübel, der von diesen Effekten nicht betroffen zu sein scheint.

### 2.7.4 VERFORMUNGSVERMÖGEN

Das Tragverhalten der Kopfbolzendübel wurde schon oben dargestellt und in Bild 16 skizziert. Da vorgreifend auf die Ergebnisse dieser Arbeit das Verformungsverhalten für die Berechnung der hier untersuchten Einbauteile zur Übertragung großer Schubbeanspruchungen eine entscheidende Rolle spielen wird, soll auch kurz ein Blick auf das Verformungsverhalten der Kopfbolzendübel geworfen werden. Angaben hierzu finden sich unter anderem bei HANSWILLE [50]. Die hier verwendeten Bolzen mit  $\varnothing 25$  mm entsprechen den in dieser Arbeit verwendeten Ankerbolzen im Durchmesser. Hingegen beschäftigen sich die Regeln in den nationalen und europäischen Normen meist mit Bolzen mit einem Schaftdurchmesser von maximal  $\varnothing 22$  mm. Getestet werden also Bolzen  $\varnothing 25$  mm in einem Push-Out-Versuchsaufbau ähnlich dem in Bild 17 dargestellten. HANSWILLE untersucht die Kopfbolzen in 2 Versuchsreihen mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten – etwa C20/25 und C40/50 – und unterschiedlichem Lastniveau der 100 Lastwechsel.

Der charakteristische Wert des Verformungsvermögens liegt auch bei den Kopfbolzendübeln mit  $\varnothing 25$  mm über den im Eurocode 4 geforderten Mindestwert von 6 mm. Die statistische Auswertung ergibt für die Versuche mit C20/25 einen Wert von 9,9 mm und für die mit C40/50 einen von 9,5 mm. Damit dürfen diese als duktile Verbindungsmittel eingestuft werden.

Bild 19 zeigt eine Gegenüberstellung des Verformungsvermögens der Kopfbolzendübel  $\varnothing 25$  mm [50] mit Kopfbolzendübel  $\varnothing 19$  mm und  $\varnothing 22$  mm aus ROIK [79].

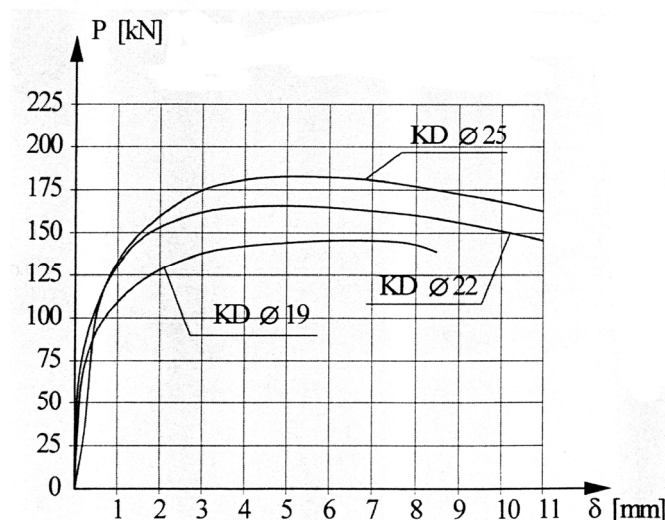


Bild 19: Vergleich des Last-Verformungsverhaltens von Kopfbolzendübeln

Fig. 19: Comparison of the load-slip-relation of stud connectors

Aus dem Vergleich Bild 19 erkennt man die Tendenz, dass diese dicken Kopfbolzendübel ihre maximale Traglast bei kleineren Verformungen erreichen als

die dünneren Kopfbolzendübel. Unabhängig von der Untersuchung des charakteristischen Wertes des Verformungsvermögens  $\delta_t$  gemäß EC4, Teil 1, Abschnitt 10 soll hier auf die Versuchsbeobachtung der absoluten Werte der Verformung bei Erreichen der Maximallast hingewiesen werden. Für den Beton C20/25 wird die maximale Last bei Verschiebung um 5,2 mm erreicht. Die Bruchverschiebung beträgt dann etwa das 5fache, also 26,8 mm. Für den höherfesten Beton C40/50 hingegen wird die maximale Last bei einer Verschiebung von ca. 7,5 mm erreicht, die Bruchverschiebung beträgt aber nur das ca. 2fache, also 14,1 mm. Auch streuen die Werte der Verschiebung bei maximaler Last erheblich stärker. Eine Ursache für diese Werte ist darin zu sehen, dass für den Beton C20/25 immer Betonversagen auftrat, für den Beton C40/50 hingegen immer Dübelversagen.

Diese groben Richtwerte für das Verformungsvermögen von Kopfbolzendübeln müssen berücksichtigt werden, wenn bei der Bemessung von Einbauteilen, wie in dieser Arbeit dargestellt, Kopfbolzendübel zur Aufnahme von Zugkräften eingesetzt werden. Dies gilt auch, wenn diese Kopfbolzen hier keine planmäßige Querbeanspruchung erfahren.

## **2.8 TRAGFÄHIGKEIT VON ANKERPLATTEN**

Die Untersuchung von Kopfbolzendübeln wird im Allgemeinen mit dem gemäß Eurocode 4 standardisierten Push-Out-Versuchskörper durchgeführt, siehe Bild 17. Hierbei wird im Allgemeinen eine Gruppe von Kopfbolzendübeln getestet. Die gleichen Gruppen werden auch verwendet, wenn zur Lasteinleitung in Betonbauteile häufig Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzendübeln eingesetzt werden.

Diese Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzendübeln – meist in 4er Gruppen – werden nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen dimensioniert. Die Betontragfähigkeit wird hierbei nach dem CC-Verfahren ermittelt. Das CC-Verfahren wird maßgebend von ELIGEHAUSEN [41], [43] erklärt und beschreibt die Tragfähigkeit von Ankern und Ankergruppen im unbewehrten Beton. Eine im Beton vorhandene Bewehrung kann berücksichtigt werden, doch meist liegen die mit dieser Bewehrung ermittelten Tragfähigkeiten sehr auf der konservativen Seite.

Will man die vorhandene Bewehrung für die Lastabtragung aktivieren, so können Nachweise zum Tragverhalten anschaulich mit der Methode der Stabwerkmodelle geführt werden. Ein Beispiel zeigt Bild 20 aus der Zuarbeit des Autors zu einer Typenstatik der Firma Goldbeckbau für Ankerplatten in bewehrten Betonsockeln. Für die Beanspruchbarkeit der Ankergruppe liefert das für unbewehrten Beton ausgelegte CC-Verfahren sehr ungünstige Werte, da sich hier die räumliche Eingrenzung des Betonsockels auf die zur Lastabtragung zur Verfügung stehenden Betonvolumina

extrem auswirkt. Mittels Stabwerkmodellen kann die Lastübertragung aber wirklichkeitsnah nachvollzogen werden. Es gelingt durch Einlegen von Bewehrung in den auf Zug beanspruchten Bereichen, die Kapazität der Ankerplatte mit 4 Kopfbolzendübeln erheblich zu steigern (gegenüber den nach Zulassung und CC-Verfahren ermittelten Werten).

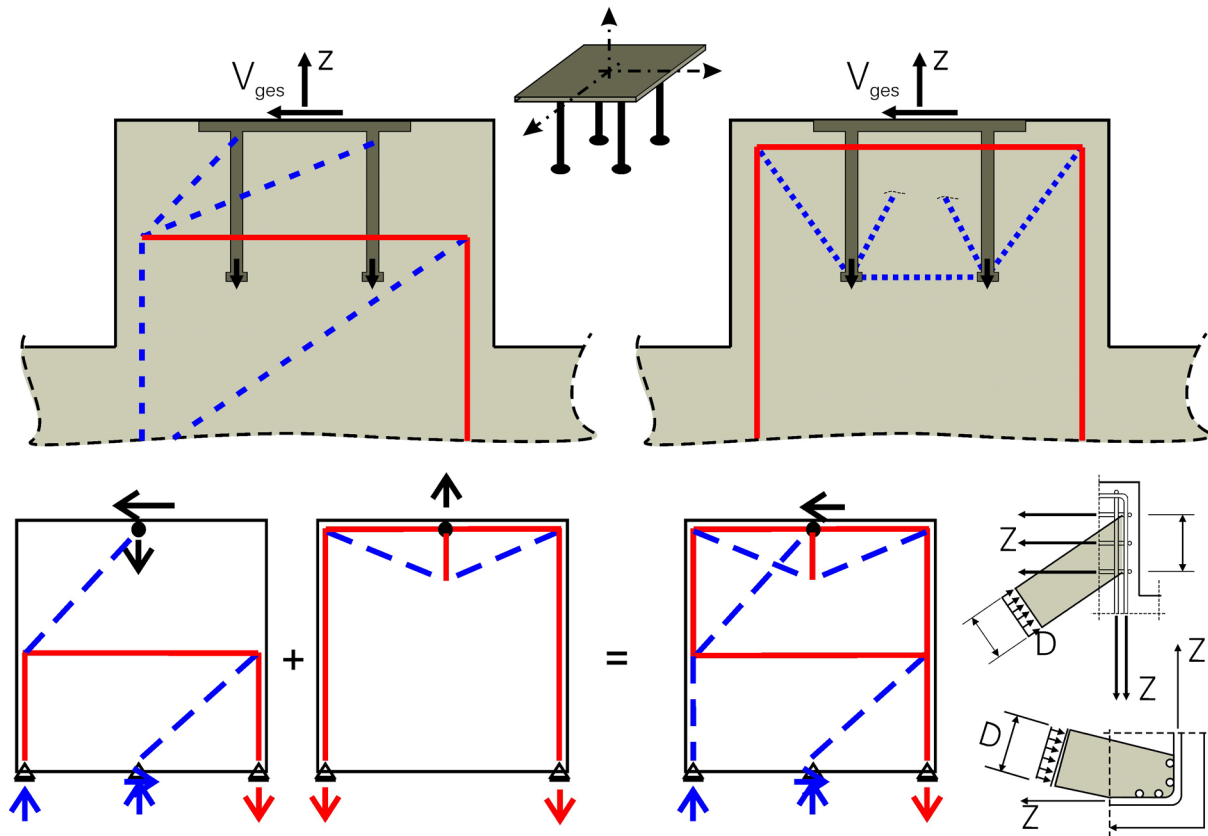


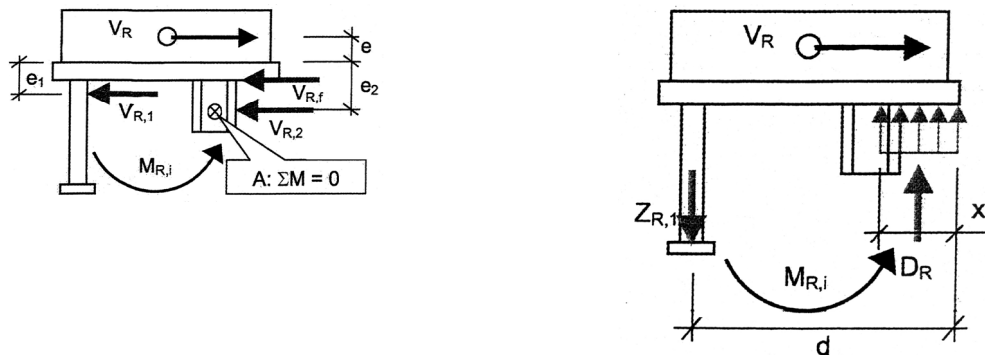
Bild 20: Berechnung von Ankerplatten mit der Methode der Stabwerkmodelle

Fig. 20: Calculation of lever plates with the means of the mullions models

In KUHLMANN [62] werden ebenfalls Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzendübeln untersucht. KUHLMANN führt 2 Versuchsreihen an bewehrten Stahlbetonplatten durch und kann ebenfalls zeigen, dass die Bewehrung auf die Tragfähigkeit einen großen Einfluss hat, obwohl bei der zugrunde liegenden Anordnung keine räumliche Einengung der Ausbruchkörper besteht. Die hier untersuchte Bewehrung verstärkt den eigentlich ungeschwächten Ausbruchkörper des unbewehrten Betons. Die Versuchsreihen werden bei KUHLMANN durch FE-Analysen begleitet und führen zu einem ersten mechanischen Modell analog den Stabwerkmodellen.

Für die vorliegende Arbeit interessant sind 10 Versuche bei KUHLMANN, die an Ankerplatten durchgeführt wurden, bei denen die Lasteinleitung mit unterschiedlichen Kombinationen von Verbindungsmitteln erfolgte. Als Verbindungsmittel kamen so neben Kopfbolzendübeln angeschweißte Bewehrung und Schubknaggen zum Ein-

satz. Letztere erinnern an die vom Autor für die eigenen Versuche entwickelten Einbauteile.



Mechanisches Modell zur Bestimmung  
der aufnehmbaren Querkraft  $V_R$

Bestimmung des aufnehmbaren inneren  
Momentes

Bild 21: Modell und Ansatz aus KUHLMANN [62]

Fig. 21: Model and forces due to KUHLMANN [62]

Bild 21 zeigt das Kräftegleichgewicht bzw. das Gleichgewicht des aufnehmbaren inneren Momentes. Gearbeitet wird mit Tragfähigkeiten  $F_u$  der einzelnen Komponenten. Die Steifigkeit  $S$  und die Verformbarkeit  $w_u$  bleiben unberücksichtigt. Ausgehend von der Tragfähigkeit der Zugkomponente  $Z_{R,1}$  und der Druckzonenhöhe  $x$  wird das maximal aufnehmbare Moment  $M_R$  bestimmt. Die Schubkomponente an der Schubknagge  $V_{R,2}$  wird aus dem Moment bestimmt und kontrolliert. Hierbei wird eine steife Schubknagge unterstellt. Es ist anzunehmen, dass die aufnehmbare Beanspruchung in der Schubknagge nach den im Absatz 2.3 dargestellten Ansätzen erfolgt.

Die Lastübertragung an der Schubknagge ist eine Lastübertragungskomponente im Modell von KUHLMANN. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Lastübertragung vor der Schubknagge, hier Schubdübel oder LUG genannt, wobei nicht nur die Knagge, sondern auch die Lastübertragung vor der Grundplatte betrachtet wird. Hier wird dann das  $V_{R,2}$  unter Berücksichtigung von Steifigkeit und auftretenden Verformungen in Lage und Quantität bestimmt. Das innere Moment  $M_R$  wird dann verwendet, um die erforderliche Zugkomponente zu berechnen. Insofern können die Ergebnisse dieser Arbeit in das Komponentenmodell von KUHLMANN integriert werden, da jeder Zuganker denkbar ist und lediglich dessen Steifigkeit und Tragfähigkeit bekannt sein müssen. Es spielt dann keine Rolle, ob der Zuganker seine Tragfähigkeit alleine oder in Kombination mit Bewehrungsstahl oder anderen Elementen entfalten kann.

## 2.9 FAZIT

Ziel einer weiterführenden Richtlinienbearbeitung muss es nun sein, den Einfluss der Steifigkeit deutlicher herauszuarbeiten und für eine Bemessung zu erfassen. Wie im Absatz 2.3 beschrieben sind erste Ansätze hierfür mit der Berücksichtigung der Winkelsteifigkeit im Entwurf zur DIN 18800-5 vorhanden gewesen.

Als Ergebnis wird angestrebt, flächige Dübel berechnen und bemessen zu können, vor deren lastübertragenden Fläche keine gleichmäßig verteilte Betondruckspannung unterstellt werden kann, ja die sogar eine Verbiegung dieser Fläche mit entsprechenden Konsequenzen für die Verteilung der Betondruckspannungen zulassen. Ziel ist es, die Einflüsse der Verformungen im System Schubdübel/Ankergrund bezüglich ihrer Wirkungen auf die übertragbaren Lasten beschreiben zu können. Ist dieser zentrale Punkt geklärt und die Lastübertragung bezüglich Quantität und Qualität ermittelt, so können alle weiteren Nachweise mit bekannten Mitteln erledigt werden. Das jetzige Schätzen des Lastangriffes unter bestimmten Randbedingungen soll einer allgemeinen Bemessung weichen.

Die drei wesentlichen Mechanismen, die zum Versagen von Einbauteilen mit Schubdübeln führen können, sind bekanntlich:

- 1) Versagen des Ankers:
  - a. Stahlversagen auf Zug infolge einer Überschreitung der Ankerstahlzugtragfähigkeit
  - b. Betonausbruch auf Zug infolge einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit des Ankergrundes
- 2) Stahlversagen des Schubdübels mit Abscheren oder Abbiegen des Dübels
- 3) Betonversagen vor dem Dübel bzw. den lastübertragenden Flächen.

Ist das Versagen des Betons vor dem Dübel bzw. der lastübertragenden Flächen in Quantität und Qualität, also vom Betrag und in der resultierenden Kraft bekannt, so können die Beanspruchungen im Einbauteil ermittelt werden und die Nachweise zu 1) und 2) mit den vorhandenen Regelwerken geführt werden.

Die den Schubdübelkonstruktionen innewohnenden Vorteile können dann voll ausgenutzt werden. Bekanntlich liegen diese Vorteile darin begründet, dass die Lastübertragung in den Beton einzelnen spezialisierten Konstruktionselementen zugewiesen wird. Während beim herkömmlichen stabförmigen Dübel vornehmlich eine axiale Zugkraft in den Ankergrund eingeleitet wird, werden die zugbeanspruchten Ankerbolzen noch zusätzlich durch eine Querkraft beansprucht. Somit wird das Ankerbolzenmaterial einer ungünstigeren Beanspruchung unterworfen. Die bisherige Normalbeanspruchung durch Zug wird mit einer Schubbeanspruchung kombiniert, für die die zulässigen Spannungen erheblich geringer anzusetzen sind. Noch ungünstiger sieht es für den Beton des Ankergrundes aus. Stellt die Lasteinleitung über Verbund

noch eine verhältnismäßig gleichmäßige und verteilte Lasteinleitung dar, so ist dies bei einer kombinierten Normalkraft-Querkraftbeanspruchung bei weitem nicht mehr der Fall. Aufgrund der Biegelinie im Ankerbolzen liegt dieser am oberen Bohrlochrand an und erzeugt hier lokale Beanspruchungen mit den zugehörigen Spannungsspitzen. Erst ein Nachgeben des Ankergrundes an dieser hochbelasteten Stelle kann größere Bereiche an der Lastabtragung beteiligen oder über ein reiverschlussartiges Versagen zum Gesamtversagen der Konstruktion führen. Aufgrund der geringen Zugfestigkeit ist Beton kein idealer Baustoff für diese örtliche Art der Beanspruchung, die eine Kombination aus Lochleibungspressung und Biegebeanspruchung darstellt. Daher liegt der Gedanke nahe, diese Übertragung der Lastanteile Normalkraft und Querkraft zu trennen. Der herkömmliche Dübel, zum Beispiel in der Ausbildung als Kopfbolzendübel, stellt eine ideale Konstruktion zur Einleitung einer Normalkraft in den tiefen Ankergrund dar. Die Querkraft wird dann einem flächigen Bauteil, dem Schubdübel, zugewiesen und materialgerecht in den Betongrund eingeleitet.



## **3 DAS VERSUCHSPROGRAMM**

Das Versuchsprogramm bildet die Grundlage für die Analyse des Tragverhaltens und dient der späteren Kalibrierung der FE-Berechnung. Es ist Grundlage für die Bereitstellung eines Berechnungsverfahrens zur Berechnung von Verankerungen mit Schubdübeln, aber nicht ausreichend zur Erstellung dieses Nachrechenverfahrens.

### **3.1 ZIELSTELLUNG**

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens neu durchgeführten Versuche zum Tragverhalten von Befestigungen mit Schubdübeln unter Einwirkung großer Schubkräfte sollten der wesentliche Bestandteil der noch durchzuführenden Forschung sein, aus der die Grundlagen für die nachfolgende Richtlinienbearbeitung abgeleitet werden sollten. Im Verlauf der Arbeit hat es sich aber gezeigt, dass diese Versuche nur die Basis für die Entwicklung eines Bemessungsmodelles darstellen können. Aufgrund der mannigfaltigen Einflussparameter auf das Tragverhalten können diese nicht alle ausreichend versuchstechnisch untersucht werden. Daher wird der versuchstechnischen Untersuchung eine EDV-gestützte Parameterstudie angeschlossen, deren Ergebnisse dann anhand der stichprobenartigen Versuchswerte verifiziert werden können. Die EDV-gestützte Parameterstudie kann dann auch Parameter abbilden, die versuchstechnisch nicht, oder nur mit extremem Aufwand, möglich sind. Die Versuche liefern neben der Datenbasis vor allem wichtige Erkenntnisse zur Evaluierung des Tragverhaltens.

Die Versuche sollten vornehmlich folgenden Zielen dienen:

- Erarbeitung eines physikalischen Modells zur Beschreibung des Tragverhaltens sowie zur Bruchvorhersage
- Verifizierung und Kalibrierung einer FEM-Simulation
- Ermittlung der wirksamen Einbindetiefe gebräuchlicher Dübelformen
- Verifizierung des Einflusses quergerichteter Zug- und Druckbeanspruchungen auf die Schubtragfähigkeit

Diese Ziele mussten jedoch während der Bearbeitung deutlich modifiziert werden.

Die Auslegung der Einbauteile geschah in Anlehnung an die schon früher durchgeführten Versuche (siehe Bild 1). Im Gegensatz zu diesen Versuchen werden jedoch die quadratische Geometrie der Grundplatte und die rotationssymmetrische Anord-

nung der Ankerelemente zugunsten einer richtungsabhängigen Konstruktion aufgegeben. Die so gestalteten Einbauteile sind nur in einer Richtung maßgebend durch die Schubkraft  $V$  belastbar. Konsequenterweise wird auch nur ein Zuganker zur Aufnahme des Ausgleichsmomentes aus der exzentrischen Einleitung der Querkraft hinter dem Dübel angeordnet. Vor dem Dübel kommt ein so genannter schwächerer Druckanker zum Einsatz. Auf die Bedeutung dieses Druckankers, der zuletzt weggelassen wird, wird später noch eingegangen.

Um die Anzahl der zu untersuchenden Parameter einzuschränken und somit das Versuchsprogramm auf die wesentlichen Punkte zu begrenzen, ist es hilfreich, sich die möglichen Versagensmechanismen zu vergegenwärtigen. Im Wesentlichen können folgende Versagensmechanismen auftreten:

1. Betonversagen vor dem Dübel und/oder vor der Stirnseite der Grundplatte
2. Stahlversagen des Dübels mit Abscheren oder Abbiegen des Dübels
3. Versagen des Ankers:
  - a. Stahlversagen auf Zug infolge einer Überschreitung der Ankerstahlzugtragfähigkeit
  - b. Betonausbruch infolge einer Überschreitung der Ankertragfähigkeit (concrete cone failure)

Das Versuchsprogramm soll sich auf das Versagen nach 1., also das Betonversagen konzentrieren. Ein Versagen nach 2. und 3. ist mittels der bestehenden Kenntnisse und Forschungsergebnisse abschätzbar und wird daher versuchstechnisch weitgehend ausgeschlossen. Diese Versagensarten stellen aber wichtige Randbedingungen zum Versagen nach 1. dar. Die Versuche sind also so ausgelegt, dass ein Versagen des Dübels oder der lastübertragenden Fläche vor dem Dübel untersucht wird. Eine Schublastübertragung durch den Zuganker wird durch eine Abpolsterung des Ankerschaftes direkt unter der Grundplatte weitgehend verhindert. Durch diese Umman- telung liegt der Beton in diesem Bereich erst am Ankerschaft an, wenn sich größere Verformungen vor dem Schubdübel eingestellt haben. Der Zugankerbolzen ist also planmäßig lediglich durch eine Normalkraft belastet.

### 3.2 DURCHFÜHRUNG DER VERSUCHE

Die versuchstechnische Erprobung wurde am Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden durchgeführt. Die Auslegung der Einbauteile geschah nach oben beschriebenem Konzept mit nur einem Zuganker zur Aufnahme des Ausgleichsmomentes aus der exzentrischen Einleitung der Querkraft hinter dem Schubdübel.

Die Einbauteile bestehen immer aus einer Grundplatte, die oberhalb des Betonkörpers über ein aussteifendes Konsolblech im Allgemeinen oberflächenparallel belastet wird. Zur Lastübertragung in den Beton sind an der Unterseite der Grundplatte Dübel von 0 cm, 4 cm und 8 cm Höhe angebracht. Ein Zuganker hinter dem Dübel und ein Druckanker vor dem Dübel dienen zur Aufnahme der Versatzkräfte. Der Druckanker kommt aus versuchstechnischen und historischen Gründen [27], [46] zum Einsatz. Er ist deutlich schwächer ausgebildet, hat eine helfende Funktion und wird in der Gruppe III dann vollständig weggelassen, siehe Bild 22.

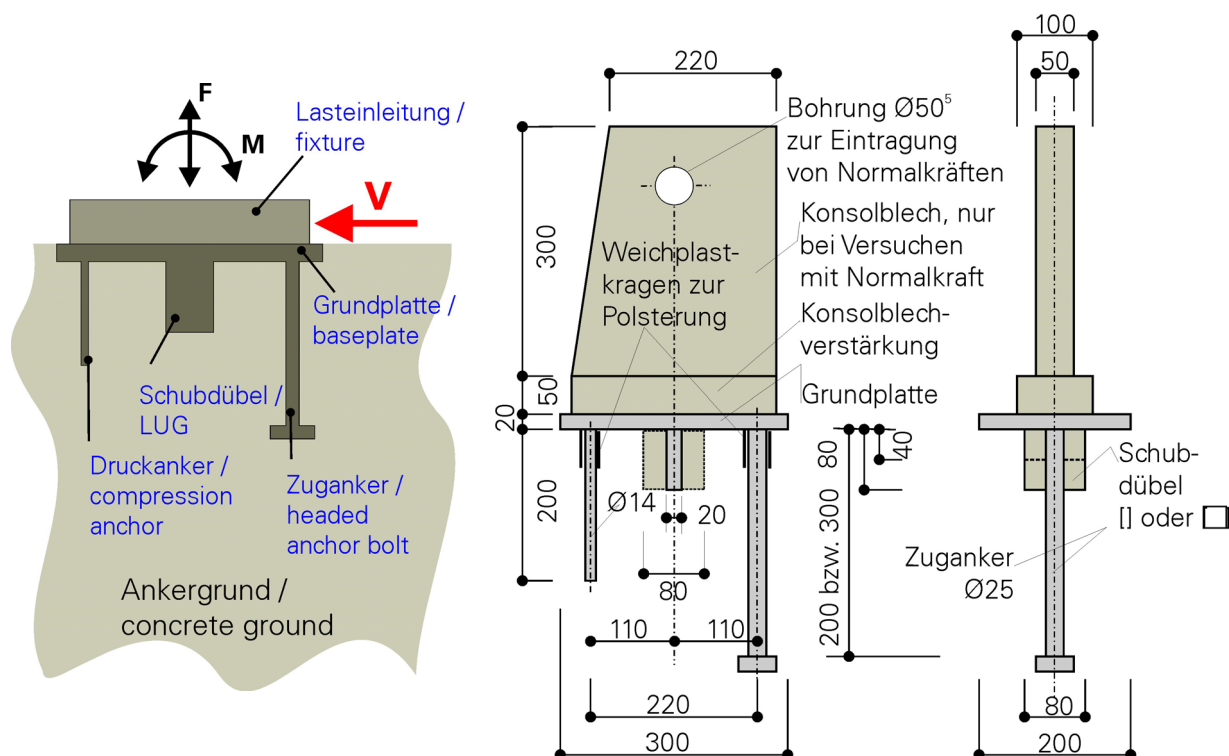


Bild 22: Einbauteile Prinzip und Konstruktion

Fig. 22: Fixings principle and design

Die reinen Dübelflächen  $A_{Lug}$  oder  $A_L$  (in den Arbeiten von KÖRNER wird  $A_{Dübel}$  oder  $A_D$  verwendet) ergeben sich somit zu 0 cm<sup>2</sup> (kein Dübel), 32 cm<sup>2</sup> und 64 cm<sup>2</sup>. Da die Grundplatte bei fast allen Versuchen (nicht jedoch bei 31.5 bis 31.8) im Probekörper eingebunden angeordnet ist, kommen hierdurch nochmals  $A_{Base} = 40$  cm<sup>2</sup> Lastübertragungsfläche hinzu, sodass die sich ergebende summarische Dübelfläche  $A_C = A_L + A_B$  40 cm<sup>2</sup>, 72 cm<sup>2</sup> oder 104 cm<sup>2</sup> beträgt.

Die Dübel werden in zwei Bauformen eingesetzt: zum einen als weicher Flachblechdübel mit 2 cm Blechstärke in Lastrichtung und zum anderen als steifer Blockdübel, bestehend aus zwei zu einem Kasten verschweißten U-Profilen, die zusätzlich ausbetoniert sind. Dieser Kasten misst in Lastrichtung 8 cm und ist über die gesamte Basislänge mit der Grundplatte verschweißt (siehe Bild 23). Im Ganzen kann dieser Kastendübel als biegestarr angesehen werden. An dieser Stelle soll auch erwähnt werden, dass durch die Gestaltung der Grundplatte als 2 cm starke Stahlplatte, die zusätzlich mit dem 5 cm starken Stahlblock der Lasteinleitung ausgesteift wird, sichergestellt ist, dass keine Verdrehungen in der Grundplatte die Dübelsteifigkeiten beeinflussen. Könnte sich der steife Kastendübel infolge der Verformungen der Grundplatte verdrehen, so könnte dieser Effekt nicht von einer mehr oder weniger planmäßigen Verdrehung/Verbiegung der weichen Flachblechdübel unterschieden werden, und die Versuchsergebnisse könnten nicht mehr eindeutig interpretiert werden.

Im Bild 23 sind Einbauteile mit den steifen Kastendübeln abgebildet. Im Vordergrund sind rechts 2 Einbauteile ohne Dübel zu sehen, man erkennt den Zuganker mit quadratischer Ankerplatte und den deutlich schwächeren Druckanker, die auf der Grundplatte angeschweißt sind. Von rechts nach links steigt die Dübeleinbindetiefe von 0 auf 4 und 8 cm an. Im rechten Bild ist die Lasteinleitungskonstruktion zu sehen, die aus einem massiven Stahlblock besteht, der mit Längsnähten auf die Grundplatte geschweißt ist.

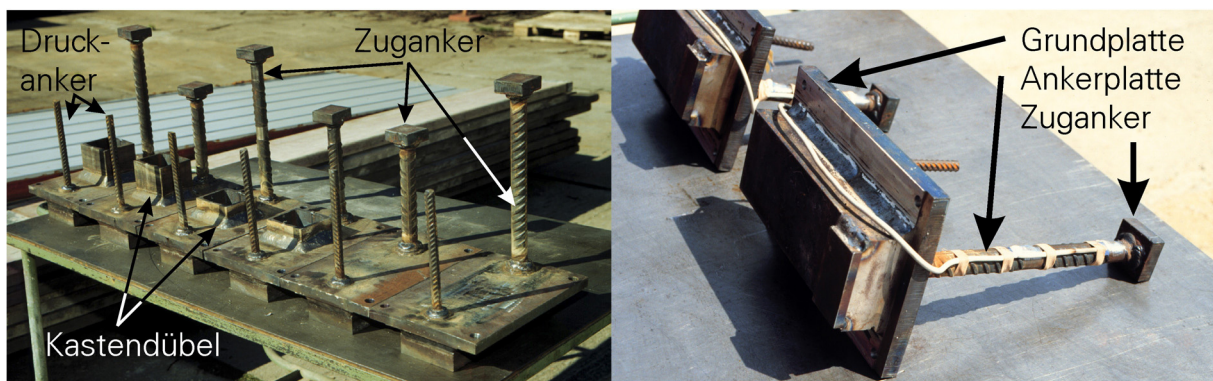


Bild 23: Einbauteile mit Kastendübel

Fig. 23: Fixings with rigid block lugs

Folgende Parameter sollen evaluiert werden:

- Ankertiefe am Zuganker, Einfluss auf die Schubkraftübertragung
- Ankersteifigkeit bzw. Steifigkeitsverteilung im Einbauteil
- Dübelfestigkeit und Dübelsteifigkeit

- Dübeleinbindetiefe
- Betonfestigkeit
- Lastkombination: Schubkraft, Normalkraft und Moment
- Lage der lastübertragenden Flächen
- Versuchskörperform und Ausdehnung
- Einfluss einer vorhandenen Bewehrung.

Hieraus sollen die wesentlichen Versuchsparameter Betonfestigkeit, Dübelsteifigkeit und Dübeleinbindetiefe versuchstechnisch untersucht werden. Die Zugankertragfähigkeit und Steifigkeit werden nur begrenzt einbezogen, um die Einflusszone des Zugankers nicht außer Acht zu lassen. Eine strukturierte Untersuchung der Einflusszone kann mittels der EDV erfolgen bzw. aus den vorhandenen Forschungen abgeleitet werden. Die Versuche werden, entsprechend der Zielsetzung, in 3 Gruppen unterteilt. Tabelle 3 fasst die Hauptparameter der einzelnen Versuche zusammen und gibt einen ersten Überblick. Die hier ebenfalls gelisteten Lasten und Bruchursachen werden später diskutiert. Die Prüfkörperbezeichnung setzt sich aus einem 6stelligen Code zusammen, der in Bild 24 erklärt ist.

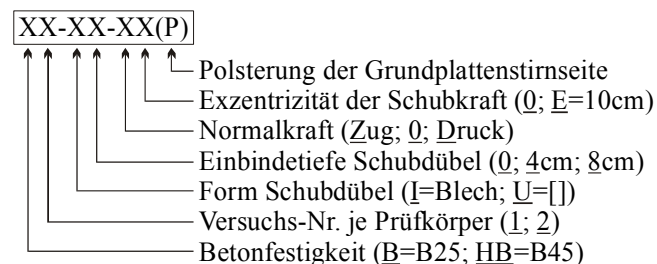


Bild 24: Prüfkörperbezeichnung zu Tabelle 3

Fig. 24: Notation of test setup

Bei der ersten Gruppe werden die Betonfestigkeit des Ankergrundes, die Dübelsteifigkeit und die Einbindetiefe sowie die Länge des Zugankers variiert. Eine unterschiedliche Dübelsteifigkeit wird dabei durch die beiden unterschiedlichen Dübelkonstruktionen erreicht. Diese Dübel werden jeweils mit den Einbindetiefen 4 cm und 8 cm untersucht, womit die baupraktisch relevanten Dimensionen abgedeckt werden. Zum Vergleich werden in jeder Serie auch Einbauteile ohne Dübel, also nur die Grundplatte mit Zuganker und Druckanker geprüft. Betonseitig kommen Transportbetone zum Einsatz, deren einaxiale Druckfestigkeiten  $f_{c,cyl}$  bei ca. 23, 31 und 52 N/mm<sup>2</sup> liegen. Tabelle 3 nennt die Parameter der durchgeführten Versuche. Die Ankerlänge der Zuganker wird mit 20 und 30 cm variiert.

| Versuchsnummer  | Versuchsreihe | Versuchsserie | Prüfkörperbezeichnung | angestrebte<br>Betonfestigkeitsklasse | Schubdübel <sup>7)</sup>  |                                      | Betonkennwerte   |               |   |  |  | Bruchlasten                     |   | Verhältnisswerte <sup>8)</sup>                 |   |  |   |   |      |
|---|---------------|---------------|-----------------------|---------------------------------------|---|--------------------------------------|--|---------------|---|--|--|---------------------------------|---|--|---|--|---|---|------|
|   |               |               |                       |                                       | Dübelform   | Einbindetiefe<br>h <sub>0</sub> [cm] | Summarische<br>Dübelfläche A <sub>c</sub> [cm <sup>2</sup> ] | Prüfalter [d] | Würfeldruckfestigkeit<br>f <sub>cu,150</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | Zylinderdruckfestig-<br>keit f <sub>c,y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | Spaltzugfestigkeit<br>f <sub>sz</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | E-Modul<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | Stirn-<br>bruch-<br>last<br>V <sub>KS</sub> | Schub-<br>bruch-<br>last<br>obs V <sub>c</sub> | Bruchursache:<br>K Druckkeil<br>A Ausbruchkegel<br>Z Zuganker<br>D Dübel<br><small>s Stirnfläche<br/>q Schubbruch</small> | σ <sub>b</sub> =<br>obs V <sub>c</sub><br>A <sub>c</sub><br>[N/mm <sup>2</sup> ] | obs V <sub>c</sub><br>β <sub>ist</sub> ·A <sub>c</sub><br>[-] | obs V <sub>c</sub><br>f <sub>c</sub> ·A <sub>c</sub><br>[-] |      |
| Gruppe I, Variation Dübelform, Einbindetiefe, Steifigkeit und Ankergrundfestigkeit  |               |               |                       |                                       |   |                                      |  |               |   |  |  |                                 |   |  |   |  |   |   |      |
| 1.1   | I             | 1             | B1-10-00              | B25                                   |    | 0                                    | 40   | 28            | 41,2  | 30,9   | 2,5  | 33744                           | 351   | (351)  | Ks  | (kein Bruch)   | 87,8  | 2,13  | 2,84 |
| 1.2   |               |               | B2-10-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 33            | 42,9  | 32,2   | 2,5  | 33744                           | 353   | 454  | Ks->Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 88,3  | 2,06  | 2,74 |
| 2.1   |               |               | B1-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 39            | 45,0  | 33,7   | 2,5  | 33744                           | 599   | 599  | K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 83,2  | 1,85  | 2,47 |
| 2.2   |               |               | B2-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 42            | 46,0  | 34,5   | 2,5  | 33744                           | 625   | 626  | K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 86,9  | 1,89  | 2,52 |
| 3.1   |               |               | B1-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 47            | 47,7  | 35,8   | 2,5  | 33744                           | 650   | 650  | A   | 9)   | 62,5  | 1,31  | 1,75 |
| 3.2   |               |               | B2-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 49            | 48,3  | 36,3   | 2,5  | 33744                           | 672   | 727  | Zn  | (An Naht Grundplatte) 10)  | 69,9  | 1,45  | 1,93 |
| 4.1   | I             | 2             | B1-U0-00              | B25                                   |    | 0                                    | 40   | 20            | 42,9  | 32,2   | 2,5  | 31164                           | 283   | 388  | Ks->Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 70,8  | 1,65  | 2,20 |
| 4.2   |               |               | B2-U0-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 25            | 44,0  | 33,0   | 2,5  | 31206                           | 304   | 417  | Ks->Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 76,0  | 1,73  | 2,30 |
| 5.1   |               |               | B1-U4-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 27            | 44,4  | 33,3   | 2,5  | 31223                           | 528   | 528  | ks=K=Z  | (Z aus Naht geglitten)   | 73,3  | 1,65  | 2,20 |
| 5.2   |               |               | B2-U4-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 34            | 45,9  | 34,4   | 2,5  | 31282                           | 600   | 610  | K=Zn  | (Z aus Naht geglitten)   | 84,7  | 1,85  | 2,46 |
| 6.1   |               |               | B1-U8-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 31            | 45,2  | 33,9   | 2,5  | 31256                           | 701   | 701  | A (K+A)   | (Flacher Ausbruchkegel; DA bleibt)   | 67,4  | 1,49  | 1,99 |
| 6.2   |               |               | B2-U8-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 45            | 48,2  | 36,1   | 2,5  | 31374                           | 753   | 753  | A (A=K)   | (Druckkeilweiterung; DA bleibt)  | 72,4  | 1,50  | 2,00 |
| 7.1   | II            | 3             | HB1-14-00(P)          | B45                                   |    | 4                                    | 72   | 32            | 67,1  | 50,3   | 3,6  | 34320                           |   | 868  | A=K   | (Druckkeilw.; A-Ausbruch; DA bleibt)   | 120,6   | 1,80  | 2,40 |
| 7.2   |               |               | HB2-14-00(P)          |                                       |   | 4                                    | 72   | 35            | 67,1  | 50,3   | 3,6  | 34320                           |   | 898  | Zn=K  | (Druckkeilweiterung)   | 124,7   | 1,86  | 2,48 |
| 8.1   |               |               | HB1-14-00             |                                       |   | 4                                    | 72   | 39            | 67,1  | 50,3   | 3,6  | 34320                           |   | 825  | K=Zq  | (Druckkeilweiterung)   | 114,6   | 1,71  | 2,28 |
| 8.2   |               |               | HB2-14-00             |                                       |   | 4                                    | 72   | 46            | 67,2  | 50,4   | 3,7  | 34320                           |   | 875  | K=Zn  |  | 121,5   | 1,81  | 2,41 |
| 9.1   |               |               | B1-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 54            | 67,2  | 50,4   | 3,8  | 34320                           |   | 875  | K=A   | 9) (Druckkeilw.; DA bleibt)  | 84,1  | 1,25  | 1,67 |
| 9.2   |               |               | HB2-18-00             |                                       |   | 8                                    | 104  | 56            | 67,2  | 50,4   | 3,8  | 34320                           |   | 901  | K=Zn  | 9) (Druckkeilw.; DA bleibt)  | 86,7  | 1,29  | 1,72 |
| 10.1  | II            | 4             | HB1-U0-00             | B45                                   |    | 0                                    | 40   | 58            | 65,7  | 49,3   | 3,8  | 34320                           | 463   | 463  | Ks=Zq   | (Abbruch vor Z)  | 115,8   | 1,76  | 2,35 |
| 10.2  |               |               | HB2-U0-00             |                                       |   | 4                                    | 72   | 76            | 67,5  | 50,6   | 3,9  | 34320                           | 490   | 489  | Ks->Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 122,5   | 1,81  | 2,42 |
| 11.1  |               |               | HB1-U4-00             |                                       |   | 4                                    | 72   | 82            | 68,1  | 51,1   | 3,9  | 34320                           | 925   | 925  | Ks=K=Zn   | (An Naht Grundplatte)  | 128,5   | 1,89  | 2,52 |
| 11.2  |               |               | HB2-U4-00             |                                       |   | 4                                    | 72   | 84            | 68,3  | 51,2   | 4,0  | 34320                           | 941   | 941  | Ks=K=Z  | (An Naht Grundplatte)  | 130,7   | 1,91  | 2,55 |
| 12.1  |               |               | HB1-U8-00             |                                       |   | 8                                    | 104  | 86            | 68,5  | 51,4   | 4,0  | 34320                           | 1031  | 1031   | K=Zn  | (Druckkeilweiterung)   | 99,1  | 1,45  | 1,93 |
| 12.2  |               |               | HB2-U8-00             |                                       |   | 8                                    | 104  | 91            | 69,0  | 51,8   | 4,0  | 34320                           | 752   | 752  | K=Zn  | (An Naht Grundplatte; DA bleibt) 6)  | 72,3  | 1,05  | 1,40 |
| 13.1  | III           | 5             | B1-10-00              | B25                                   |    | 0                                    | 40   | 42            | 39,7  | 29,8   | 2,8  | 27095                           | 202   | 317  | Ks->Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 50,5  | 1,27  | 1,69 |
| 13.2  |               |               | B2-10-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 63            | 40,2  | 30,1   | 2,9  | 27095                           | 249   | 407  | Ks->Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 62,3  | 1,55  | 2,07 |
| 14.1  |               |               | B1-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 61            | 40,1  | 30,1   | 2,9  | 27095                           | 470   | 536  | K=Zn  | (An Naht Grundplatte)  | 74,5  | 1,86  | 2,48 |
| 14.2  |               |               | B2-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 78            | 40,5  | 30,3   | 3,0  | 27095                           | 449   | 595  | K=Zn  | (An Naht Grundplatte)  | 82,6  | 2,04  | 2,72 |
| 15.1  |               |               | B1-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 70            | 40,3  | 30,2   | 2,9  | 27095                           | 425   | 648  | Zn/A  | (Ankerkopf gerissen; DA bleibt) 9)   | 62,3  | 1,55  | 2,06 |
| 15.2  |               |               | B2-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 85            | 40,6  | 30,5   | 3,0  | 27095                           | 529   | 717  | Zn  | (Ankerkopf gerissen; DA bleibt) 9)   | 69,0  | 1,70  | 2,27 |
| 16.1  | III           | 6             | B1-10-00              | B15                                   |   | 0                                    | 40   | 35            | 27,5  | 20,6   | 2,1  | 23000                           | 165   | 325  | Ks->Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 41,3  | 1,50  | 2,00 |
| 16.2  |               |               | B2-10-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 46            | 31,3  | 23,5   | 2,3  | 23000                           | 198   | 350  | Ks->Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 49,5  | 1,58  | 2,11 |
| 17.1  |               |               | B1-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 42            | 29,9  | 22,4   | 2,2  | 23000                           | 327   | 358  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 49,7  | 1,66  | 2,21 |
| 17.2  |               |               | B2-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 50            | 32,7  | 24,5   | 2,3  | 23000                           | 356   | 498  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 69,1  | 2,12  | 2,82 |
| 18.1  |               |               | B1-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 48            | 32,0  | 24,0   | 2,3  | 23000                           | 425   | 523  | Ks->K=A   | Ankerausbruch; DA abgesichert 9)   | 50,3  | 1,57  | 2,10 |
| 18.2  |               |               | B2-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 54            | 34,0  | 25,5   | 2,4  | 23000                           | 474   | 635  | Ks->K/D   | (Dübelversagen Biegebruch) 10)   | 61,0  | 1,79  | 2,39 |
| Gruppe II, Variation Beanspruchung und Einbindetiefe  |               |               |                       |                                       |   |                                      |  |               |   |  |  |                                 |   |  |   |  |   |   |      |
| 19.1  | IV            | 7             | B1-14-Z0              | B25                                   |  | 4                                    | 72   | 27            | 38,3  | 28,7   | 2,7  | 31566                           | 381   | 431  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 59,9  | 1,56  | 2,09 |
| 19.2  |               |               | B2-14-Z0              |                                       |   | 4                                    | 72   | 41            | 38,3  | 28,7   | 2,7  | 31630                           | 369   | 377  | K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 52,4  | 1,37  | 1,82 |
| 20.1  |               |               | B1-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 30            | 38,3  | 28,7   | 2,7  | 31579                           | 449   | 511  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 70,9  | 1,85  | 2,47 |
| 20.2  |               |               | B2-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 58            | 38,4  | 28,8   | 2,7  | 31707                           | 500   | 551  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 76,5  | 1,99  | 2,66 |
| 21.1  |               |               | B1-14-D0              |                                       |   | 4                                    | 72   | 64            | 38,4  | 28,8   | 2,7  | 31735                           | 578   | 724  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 100,5   | 2,62  | 3,49 |
| 21.2  |               |               | B2-14-D0              |                                       |   | 4                                    | 72   | 72            | 38,4  | 28,8   | 2,7  | 31771                           | 600   | 678  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 94,2  | 2,45  | 3,27 |
| 22.1  | IV            | 8             | B1-14-ZE              | B25                                   |  | 4                                    | 72   | 55            | 40,7  | 30,5   | 2,7  | 33657                           | 348   | 351  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 48,8  | 1,20  | 1,60 |
| 22.2  |               |               | B2-14-ZE              |                                       |   | 4                                    | 72   | 61            | 40,7  | 30,5   | 2,7  | 33684                           | 278   | 327  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 45,5  | 1,12  | 1,49 |
| 23.1  |               |               | B1-14-OE              |                                       |   | 4                                    | 72   | 53            | 40,7  | 30,5   | 2,7  | 33647                           | 444   | 447  | Ks->Zn  | (An Naht GP, DA bleibt)  | 62,0  | 1,52  | 2,03 |
| 23.2  |               |               | B2-14-OE              |                                       |   | 4                                    | 72   | 57            | 40,7  | 30,5   | 2,7  | 33666                           | 468   | 470  | K=Zn  | (An Naht GP, DA bleibt)  | 65,3  | 1,60  | 2,14 |
| 24.1  |               |               | B1-14-DE              |                                       |   | 4                                    | 72   | 33            | 40,6  | 30,5   | 2,7  | 33556                           | 454   | 511  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 70,9  | 1,74  | 2,33 |
| 24.2  |               |               | B2-14-DE              |                                       |   | 4                                    | 72   | 49            | 40,7  | 30,5   | 2,7  | 33629                           | 515   | 515  | K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 71,5  | 1,76  | 2,34 |
| 25.1  | V             | 9             | B1-18-Z0              | B25                                   |  | 8                                    | 104  | 63            | 39,9  | 30,0   | 2,7  | 31730                           | 449   | 504  | Ks->K=Zq  | (An Naht GP, DA bleibt) 9)   | 48,4  | 1,21  | 1,62 |
| 25.2  |               |               | B2-18-Z0              |                                       |   | 8                                    | 104  | 71            | 40,8  | 30,6   | 2,7  | 31767                           | 375   | 548  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte) 9)   | 52,7  | 1,29  | 1,72 |
| 26.1  |               |               | B1-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 68            | 40,5  | 30,4   | 2,7  | 31753                           | 500   | 651  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte) 10)  | 62,5  | 1,55  | 2,06 |
| 26.2  |               |               | B2-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 76            | 41,4  | 31,0   | 2,7  | 31790                           | 546   | 686  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte) 10)  | 66,0  | 1,60  | 2,13 |
| 27.1  |               |               | B1-18-D0              |                                       |   | 8                                    | 104  | 78            | 41,6  | 31,2   | 2,7  | 31799                           | 550   | 771  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte) 10)  | 74,1  | 1,78  | 2,38 |
| 27.2  |               |               | B2-18-D0              |                                       |   | 8                                    | 104  | 90            | 42,9  | 32,2   | 2,7  | 31854                           | 602   | 750  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte) 10)  | 72,1  | 1,68  | 2,24 |
| 28.1  | V             | 10            | B1-18-ZE              | B25                                   |  | 8                                    | 104  | 58            | 37,8  | 28,4   | 2,7  | 32833                           | 378   | 378  | Zn=K  | (Anker gerissen) 9)  | 36,4  | 0,96  | 1,28 |
| 28.2  |               |               | B2-18-ZE              |                                       |   | 8                                    | 104  | 62            | 37,8  | 28,4   | 2,7  | 32852                           | 376   | 376  | Zn=K  | (Anker gerissen) 9)  | 36,2  | 0,96  | 1,27 |
| 29.1  |               |               | B1-18-OE              |                                       |   | 8                                    | 104  | 38            | 37,8  | 28,3   | 2,7  | 32742                           | 456   | 471  | Zn=K  | (Anker gerissen) 9)  | 45,3  | 1,20  | 1,60 |
| 29.2  |               |               | B2-18-OE              |                                       |   | 8                                    | 104  | 40            | 37,8  | 28,3   | 2,7  | 32751                           | 430   | 436  | Zn=K  | (Anker gerissen) 9)  | 42,0  | 1,11  | 1,48 |
| 30.1  |               |               | B1-18-DE              |                                       |   | 8                                    | 104  | 45            | 37,8  | 28,3   | 2,7  | 32774                           | 553   | 565  | Zn=K  | (Anker gerissen) 9)  | 54,4  | 1,44  | 1,92 |
| 30.2  |               |               | B2-18-DE              |                                       |   | 8                                    | 104  | 48            | 37,8  | 28,4   | 2,7  | 32788                           | 557   | 557  | Zn=K  | (Anker gerissen) 9)  | 53,6  | 1,42  | 1,89 |
| Gruppe III, Variation Lage der Grundplatte und Versuchskörper   |               |               |                       |                                       |   |                                      |  |               |   |  |  |                                 |   |  |   |  |   |   |      |
| 31.1  | VI            | II            | B1-14-00              | B25                                   |  | 4                                    | 72   | 132           | 46,3  | 34,7   | 2,6  | 31845                           | 500   | 573  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 79,6  | 1,72  | 2,29 |
| 31.2  |               |               | B2-14-00              |                                       |   | 4                                    | 72   | 138           | 46,3  | 34,7   | 2,6  | 31873                           | 500   | 602  | Ks->K=Zq  | (An Naht Grundplatte)  | 83,6  | 1,81  | 2,41 |
| 31.3  |               |               | B1-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 139           | 46,3  | 34,7   | 2,6  | 31877                           | 550   | 716  | Ks->K=Zq  | (An Naht GP) 10)   | 68,9  | 1,49  | 1,98 |
| 31.4  |               |               | B2-18-00              |                                       |   | 8                                    | 104  | 140           | 46,3  | 34,7   | 2,6  | 31882                           | 550   | 701  | Ks->K=Zq  | (An Naht GP) 10)   | 67,4  | 1,46  | 1,94 |
| 31.5  |               |               | B1-14-00 oB           |                                       |   | 4                                    | 32   | 161           | 46,3  | 34,8   | 2,6  | 31978                           | ohne B                                      | 525  | K   | (An Naht Grundplatte ???)  | 164,1   | 3,54  | 4,72 |
| 31.6  |               |               | B2-14-00 oB           |                                       |   | 4                                    | 32   | 165           | 46,4  | 34,8   | 2,6  | 31996                           | ohne B                                      | 550  | K=Z   | (An Naht Grundplatte)  | 171,9   | 3,70  | 4,94 |
| 31.7  | B1-18-00 oB   | 8             | 64                    | 162                                   | 46,3  | 34,8                                 | 2,6  | 31982         | ohne B  | 626  | D  | (Dübelversagen Biegezugbruch)   | 97,8  | 2,11   | 2,81  |  |   |   |      |
| 31.8  | B2-18-00 oB   | 8             | 64                    | 166                                   | 46,4  | 34,8                                 | 2,6  | 32001         | ohne B  | 651  | K  | 10)                             | 101,7                                       | 2,19   | 2,92  |  |   |   |      |
| 1) Kein Polster am Zug- und Druckanker; Luftspalt vor der Grundplattenstirnseite<br>2) Druckkeil beidseits ausgeweitet und bis an die Prüfkörpervorderseite durchtretend<br>3) Seitenflanken des Prüfkörpers weichen seitlich aus -> Stützung des Ausbruchkegels unwirksam -> steile Flanken des Ausbruchkegels<br>4) teilw. fehlerhafte Naht (Einbrand unzureichend)<br>5) Verminderte Betonfestigkeit<br>6) Vorschädigung durch vorangegangenen Doppelversuch<br>7) Dübelformen:<br> Kastendübel<br> Flachblechdübel<br>A <sub>c</sub> =40 cm <sup>2</sup> + 8 cm <sup>2</sup> h <sub>0</sub><br>8) Für Versuche ohne Dübel wird Q <sub>kg</sub> zugrundegelegt<br>9) Dübel leicht gebogen<br>10) Dübel deutlich abgelenkt >80° |               |               |                       |                                       |   |                                      |  |               |   |  |  |                                 |   |  |   |  |   |   |      |



Durch diese Voraussetzungen soll sichergestellt werden, dass der Einfluss des entstehenden Betonausbruchkörpers des Zugankers auf die Lastübertragung vor dem Dübel untersucht wird. Der Druckanker wird generell mit einer Länge von 20 cm eingebaut und bei der dritten Gruppe der Versuche weggelassen. Zur Verdeutlichung soll nochmals auf das Bild 23 hingewiesen werden, dass die Einbauteile einer Versuchsserie der Gruppe I zeigt.

Bei der zweiten Gruppe wird dann die Betonfestigkeit mit  $f_{c,cyl} \sim 31 \text{ N/mm}^2$  konstant gehalten und die Belastungskombination variiert. Hier kommen lediglich die weichen Flachblechdübel mit 4 und 8 cm Einbindetiefe zur Anwendung. Neben einer zusätzlichen Exzentrizität der Schubkraft  $V$  wird eine konstante Zug- oder Drucknormalkraft aufgebracht. Die Einbindetiefe des Zugankers wird hierbei konstant mit 30 cm gewählt.

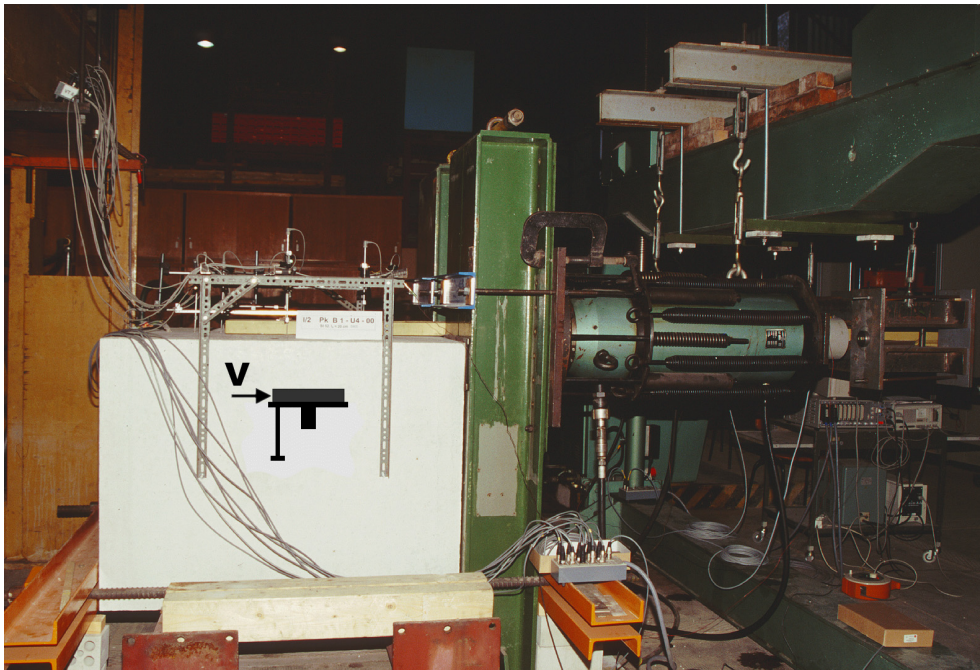


Bild 25: Versuchsstand

Fig. 25: Test setup

Bei der dritten Gruppe werden dann die Lage der Grundplatte und die Größe der Versuchskörper geändert. Die Grundplatte wird zum einen in den Beton eingebunden und zum anderen bündig auf der Oberfläche des Betonkörpers platziert. Hierbei werden ebenfalls 4 cm und 8 cm tief einbindende weiche Flachblechdübel eingesetzt. Der massige, unbewehrte und 120 x 120 x 90 cm große Versuchskörper der ersten beiden Gruppen wird bei der letzten Gruppe durch einen im Querschnitt 45 x 45 cm messenden bewehrten Stützenquerschnitt ersetzt. Hiermit sollen die Auswirkung einer randnahen Platzierung der Einbauteile und der Einfluss einer im direkten Lastübertragungsbereich vorhandenen Stahlbewehrung untersucht werden.

Der Versuchsstand für die Versuche der Gruppen I und II gewährleistet eine unabhängige Lasteintragung in horizontaler (Schubkraft) und vertikaler (Normalkraft) Richtung. Weiterhin kann die horizontale Schubkraft in 2 unterschiedlichen Höhen, bezogen auf die Prüfkörperoberfläche, eingeleitet und damit die Lasteinleitungsexzentrizität variiert werden. Die entsprechende Ausbildung ist dem Foto Bild 25 und auch der Skizze Bild 26 zu entnehmen.

Im Wesentlichen besteht der Versuchsstand aus einem Portal, auf dessen einer Seite sich der Prüfkörper befindet. Eine höhenvariable Unterstützung des Prüfkörpers erlaubt die Eintragung der Schubkraft mit der vorgesehenen Exzentrizität und schützt das auf der Unterseite einbetonierte Stahleinbauteil des jeweils 2. Versuchs.

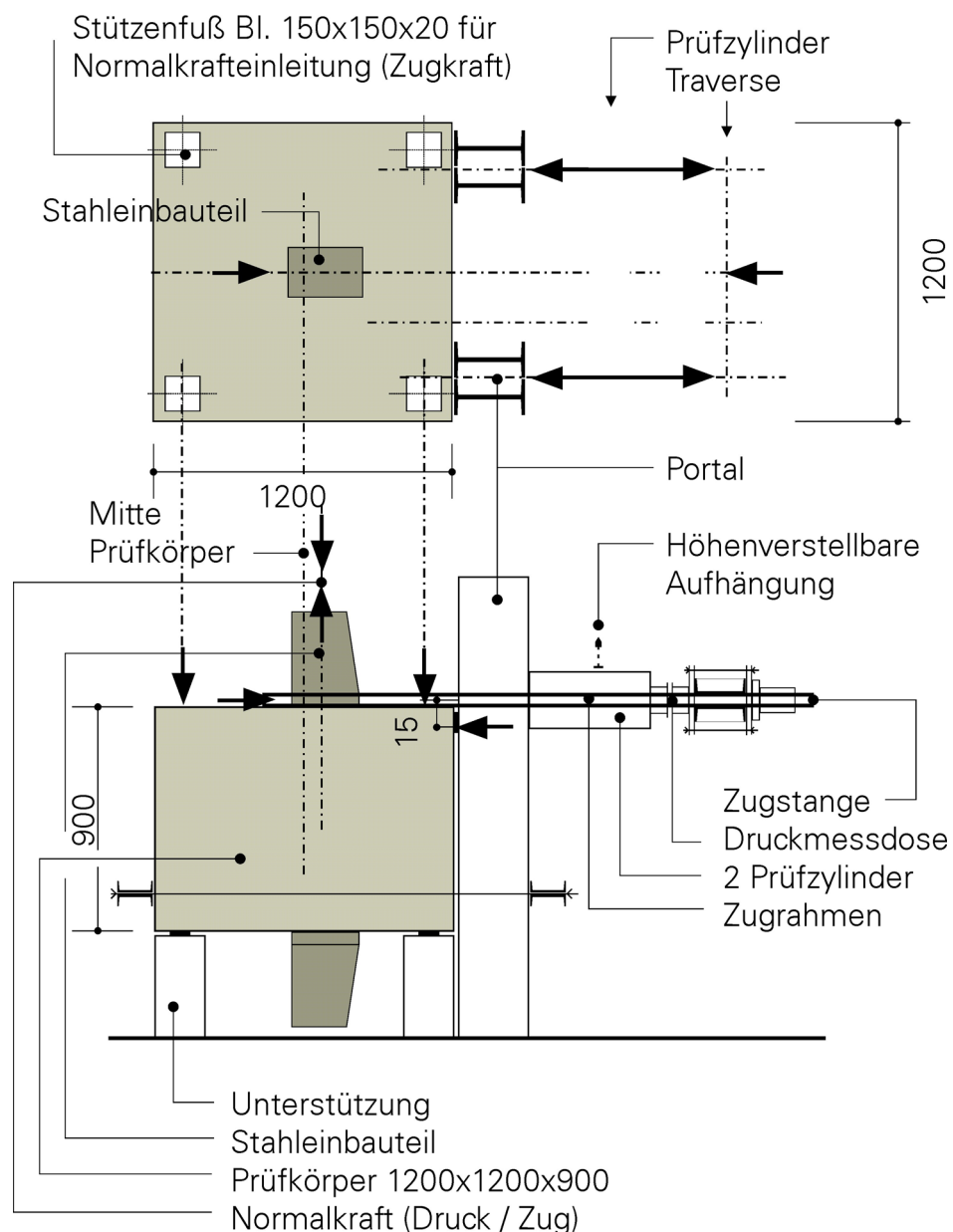
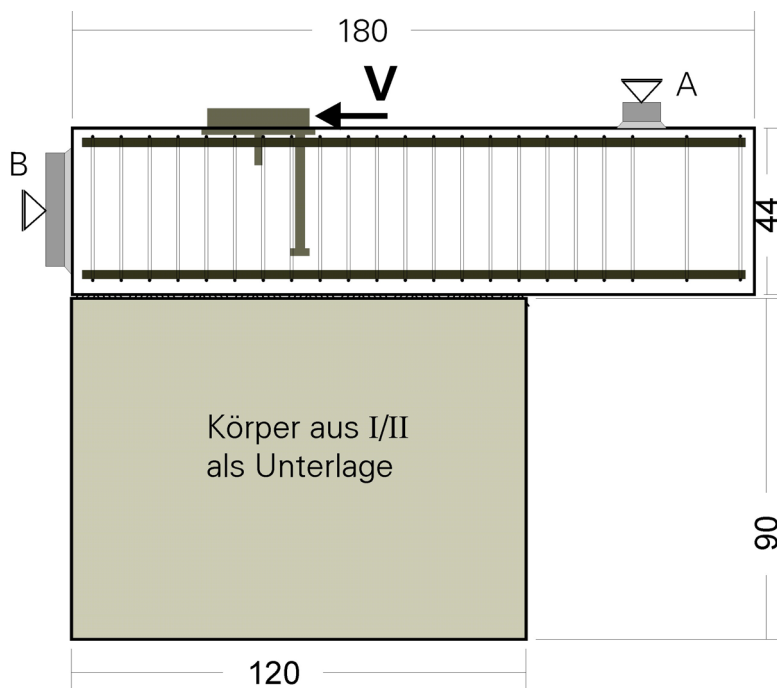
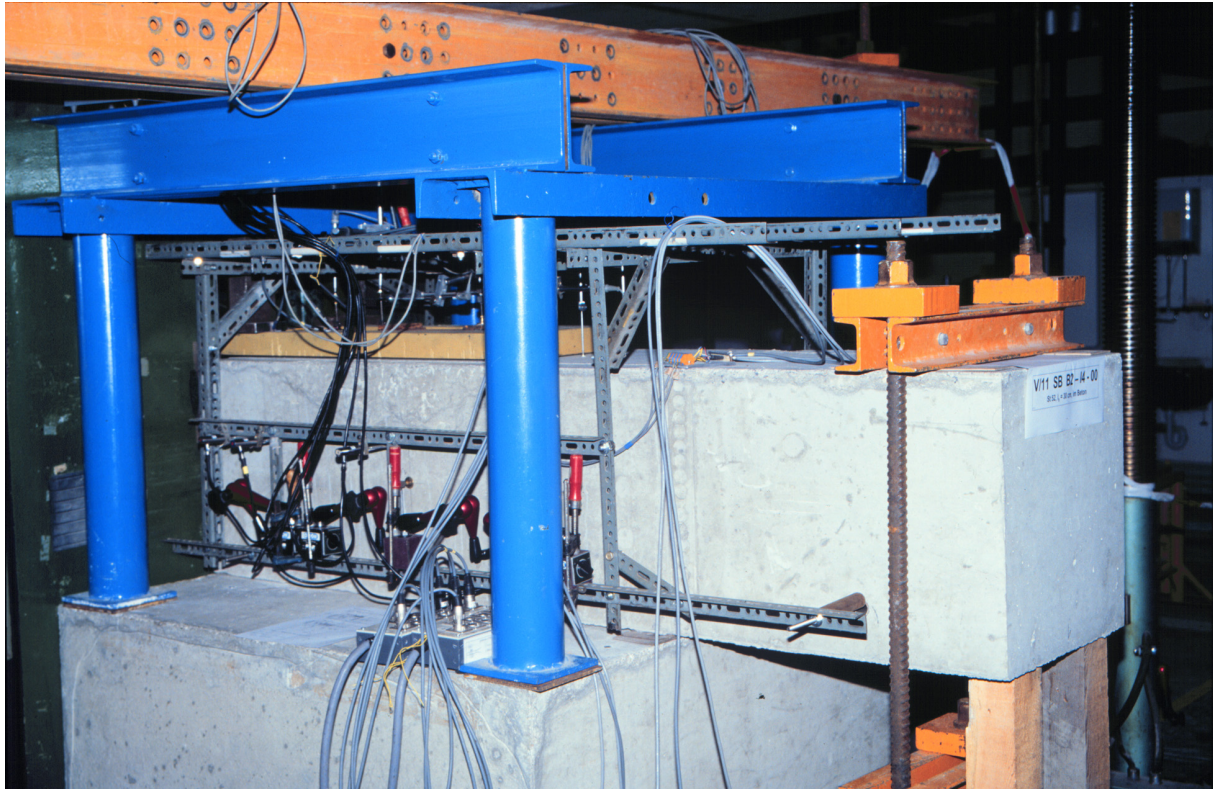


Bild 26: Schematischer Versuchsaufbau der Gruppen **I** und **II**

Fig. 26: Scheme of test setup group **I** and **II**





B: Widerlagerkonstruktion im Lastportal

A: Haltekonstruktion Hilfsportal

Bild 27: Versuchsaufbau, Gruppe **III**

Fig. 27: Scheme of test setup group **III**

Die Schubkraft wird über die beiden 1000-KN-Prüfzylinder, die über eine querliegende Traverse gekoppelt sind, in den zentrisch liegenden Zugrahmen übertragen,

der wiederum die Kraft in das Stahleinbauteil einleitet. Die Prüfzylinder stützen sich über die beiden Ständer des Portals gegen den Prüfkörper und erzeugen so den notwendigen Kraftschluss. Zur Aufnahme des Ausgleichsmomentes aus der Exzentrizität der Lasteinleitung wird der Prüfkörper im unteren Bereich aktiv gegen die Ständer des Portals gespannt. Die vertikalen Kraftkomponenten werden durch das Eigengewicht des Prüfkörpers sicher in den Hallenboden der Versuchshalle abgeleitet.

Bei der Einleitung normalgerichteter Druckkräfte stützt sich der Prüfzylinder (400 kN) gegen den Riegel eines weiteren ortsfesten Portalrahmens ab. Bei der Eintragung normalgerichteter Zugkräfte werden die Zugkräfte über einen zum Versuchsstand gehörenden Rahmen auf die vier Ecken des Prüfkörpers abgestützt; eine entsprechende Bewehrung zur Sicherung der Auflagerecken wird in die jeweiligen Prüfkörper eingelegt. Diese Bewehrung ist jedoch ohne Einfluss auf das lokale Versagen des Einbauteils.

Der bisher beschriebene Versuchsstand wird für die Gruppen I und II eingesetzt. Bedingt durch die unterschiedliche Versuchskörpergeometrie muss der Versuchsstand zur Prüfung der Gruppe III entsprechend umgebaut werden.

Die Modifikationen auf der Lasteinleitungsseite können moderat gehalten werden. Die geringen Abmessungen der Versuchskörper gestatten es jedoch nicht mehr, den Prüfkörper im unteren Bereich gegen das Portal zu spannen, um das Versatzmoment aus der Lasteinleitung aufzunehmen. Daher wird im hinteren Prüfkörperbereich eine Hilfskonstruktion benutzt, die das zu prüfende Bauteil gegen den Hallenboden spannt. Der umgebaute Prüfstand ist in Bild 27 dargestellt.

## 4 AUSWERTUNG DER VERSUCHE

Die Auswertung der Versuche erlaubt eine visuelle Beurteilung der Bruchmechanismen und ist Grundlage für die Kalibrierung der FE-Berechnung. In diesem Kapitel sollen die Bruchmechanismen vorgestellt und erörtert werden. Dies dient als Grundlage zum Verstehen des Tragverhaltens und ist unabdingbar, um das Rechenmodell einschätzen zu können.

Für alle einzelnen Versuche sind die Hauptparameter, also die Betonfestigkeiten sowie die Bruchursachen und Schubbruchlasten *obs*  $V_c$  (hier *obs*  $Q_c$ ) in Bild 28 neben den maßgebenden Schubdübelparametern, ausgewiesen.

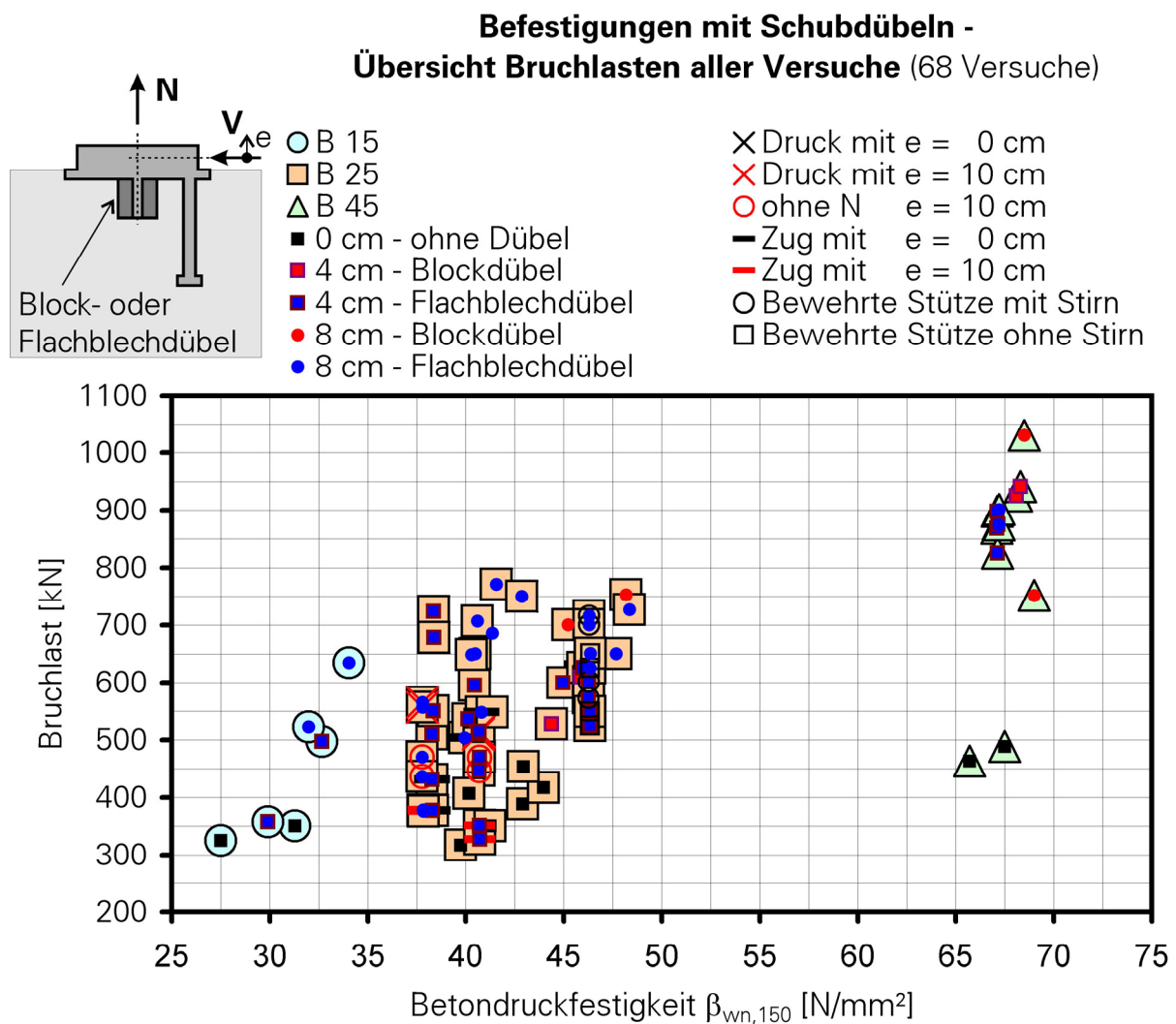


Bild 28: Darstellung aller im Versuch gewonnenen Bruchlasten, Überblick

Fig. 28: Total failure load of all tests, overview

Hier im Bild 28 sind für alle Versuche die erreichten Bruchlasten grafisch über die Betondruckfestigkeit  $\beta_{wn,150}$  aufgetragen. Es ist zu beachten, dass sämtliche Parameterkombinationen abgebildet sind, die erreichten Lasten also durchaus einer Kommentierung bedürfen, da verschiedene Beanspruchungen und Bruchursachen dargestellt sind. Deutlich sichtbar wird die enorme Schwankung der Betondruckfestigkeiten innerhalb einzelner Versuchsgruppen. Diese Schwankung ist auf die zeitlich getrennte Herstellung der Körper bei immer neuen Transportbetonlieferungen zurückzuführen. Bestellt und geliefert wurde zwar immer die gleiche Betonrezeptur und Konsistenz, aber der Einfluss unterschiedlicher Materiallieferungen, der Jahreszeit und der Witterungsverhältnisse beim Einbau machen sich bei den Probekörpern bemerkbar. Mit der Lagerung der je Betonage hergestellten Probewürfel wird versucht, diese Einflüsse zu erfassen. Mit gleichen Schwankungen muss auch bei einem Einsatz der Befestigungen in der Praxis gerechnet werden, nur werden diese Schwankungen dann in der Bemessung allgemein im Rahmen des zu wählenden Sicherheitskonzeptes berücksichtigt. Bei der Auswertung der Versuche hingegen werden diese Materialschwankungen berücksichtigt werden, um ein nachvollziehbares Bemessungskonzept erarbeiten zu können. Eine wie auch immer geartete Darstellung der Versuche muss also immer die Betondruckfestigkeit beinhalten oder zumindest berücksichtigen.

Weiterhin kann durch das Mitwirken der Grundplatte für die Versuche ohne Dübel der Versagensmechanismus für den finalen Bruch nicht der gleiche sein wie für die Versuche mit einem vorhandenem Dübel. Daher werden diese Mechanismen im Weiteren und speziell bei der Entwicklung eines genaueren Nachrechenmodelles getrennt betrachtet werden müssen.

Bevor aber die erreichten Schubbruchlasten im Einzelnen mit den Materialparametern und den Geometrie- und Belastungsparametern zu einem Bemessungsmodell verknüpft werden, sollen die Bruchmechanismen allgemein erläutert werden. In der Diskussion des Tragverhaltens wird häufig auf die Lage der Messpunkte Bezug genommen. Im Bild 29 sind diese aufgelistet. Der Hauptpunkt **4** befindet sich dabei auf dem Einbauteil direkt über dem Zuganker, der zweite Hauptpunkt **6** direkt vor der Stirnfläche der Grundplatte auf dem Beton. Aufgenommen werden die horizontalen Bewegungen in Lastrichtung  $w$  und die vertikalen Bewegungsanteile  $v$ . Die qualitative Lage der weiteren Messpunkte ist aus der Abbildung ersichtlich.

Die Messpunkte 1 bis 5 sollen den Ausbruch eines Betonkegels, infolge der Zugbeanspruchung des Zugankers ankündigen. Daher werden hier vornehmlich vertikale Messstifte angeordnet. Die Punkte 6 und 7 überwachen den Betonausbruch vor der Grundplatte, bzw. vor dem Dübel.

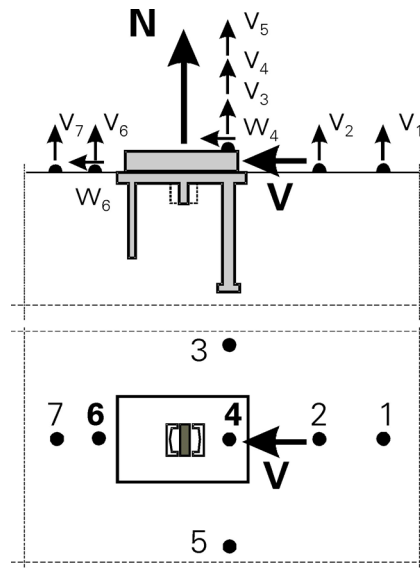


Bild 29: Messpunkt mit Verschieberichtungen

Fig. 29: Measuring points with shift direction

#### 4.1 ANALYSE DES SCHUBDÜBELTRAGVERHALTENS

Zur Beurteilung der Dübeltragwirkung kann der Versagensfall „Erschöpfung der Dübeltragfähigkeit“ vorteilhaft herangezogen werden. Er wird im Allgemeinen durch das Abscheren eines Betonkeils an der Grundplatte charakterisiert ( $V_{ks}$ -Versagen). Im Bild 30 werden die Kräfte und Bezeichnungen am Einbauteil eingeführt.

Mit beginnendem Ausfall der Druckübertragung an der Stirnseite der Grundplatte ( $R_B$ ) wird sich die eingeleitete Schubkraft zunehmend auf den Schubdübel ( $R_L$ ) umlagern. Erreicht auch dieser unter großen Verformungen seine Tragfähigkeit, so wird hierbei der Polsterweg des Zugankers aufgezehrt und dieser letztlich auf Schub beansprucht. Die Fähigkeit des Schubdübels und des Zugankers, diese Zusatzkräfte aufzunehmen und auf den Beton zu übertragen, entscheidet darüber, ob es zu einem unmittelbaren Totalversagen der Befestigung kommt oder sich ein stabiles Gleichgewicht im verformten Zustand trotz Schädigung einstellen kann. Nach dem Ausfall des Widerstandes vor der Stirnplatte und vor dem Dübel wird immer der Zuganker infolge Schubbeanspruchung versagen müssen.

Daher ist die exakte Feststellung des Schädigungsverlaufs von der ausgeprägten Rissbildung bis zum Totalversagen von entscheidender Bedeutung für die zutreffende Beschreibung der Bruchursache und die daraus abzuleitende Bewertung des theoretischen Versagens- und Berechnungsmodells. Insbesondere muss der bruchauslösenden Ursache Aufmerksamkeit gezollt werden.

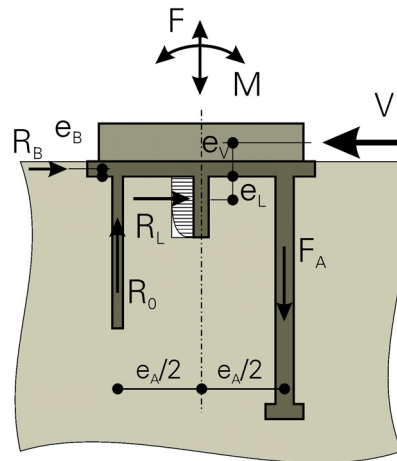


Bild 30: Kräfte und Bezeichnungen am Einbauteil

Fig. 30: Forces at the fixture

## 4.2 GRUNDFÄLLE DES BETONVERSAGENS

Die Versuche wurden so konzipiert, dass ein Versagen des Betons vor dem Schubdübel maßgebend werden soll. Das finale Versagen des Betons lässt sich dann auf 4 grundlegende Schadenfälle zurückführen. Diese können sowohl in reiner Form als auch in Kombination, siehe unten, auftreten:

- A) Ausfall der druckübertragenden Stirnseite durch Abscheren eines Betonkeils vor der Grundplatte mit Verlagerung der Schubkraft auf den Schubdübel und eventuell den Zuganker
- B) Abscheren eines Betonkeils gemäß a) mit unmittelbar darauf folgendem Bruch des Zugankeranschlusses an der Grundplatte infolge kombinierter Zug-Schub-Beanspruchung
- C) Zugankerausbruch infolge der am Zugankerkopf angreifenden Verankerungskraft, mit einem Betonausbruchkegel hinter der Grundplatte
- D) betonseitige Zerstörung des Versuchskörpers im Verankerungsbereich durch vom Schubdübel ausgehender Rissbildung, die bis zu den Bauteilrändern reicht

Zur Charakterisierung dieser 4 Grundfälle dienen hauptsächlich aussagekräftige Last-Verschiebungs-Diagramme in den Messpunkten 4 und 6 (siehe Bild 29). Der Punkt 4 liegt hierbei am Stahleinbauteil und wird direkt über dem Zuganker angeordnet. Der Punkt 6 liegt vor der Stirnseite der Grundplatte und beschreibt die Verformung des Betons direkt vor dieser lastübertragenden Stirnseite. Der Betonbereich direkt vor dem Dübel ist für Verformungsmessungen unzugänglich, und muss indirekt erfasst werden.



### 4.2.1 GRUNDFALL A)

Die für Grundfall A) typischen zwei Phasen im Bruchmechanismus werden durch die im Versuch gewonnenen Last-Verschiebungs-Diagramme in Bild 31 deutlich widerspiegelt. In den für den Versagensfall „Erschöpfung der Dübeltragfähigkeit“ (hier: Dübelfläche = Grundplattenstirnfläche) maßgebenden Verformungslinien ( $v_6$ ,  $w_6$ ) =  $f(v)$  signalisiert die vor dem Bruch progressiv zunehmende Verschiebung  $w_6$  die Ablösung des gedrückten Betonkeils vom Kernbeton.

Die Arbeitslinie  $w_4 = f(w)$  zeigt, dass nach Erreichen der Dübeltragfähigkeit und einem vorübergehenden Lastabfall die mit großen Verschiebungen einhergehende Umlagerung der Schubkraft auf den Zuganker stattfindet und sich erneut ein stabiles Gleichgewicht einstellt. Die Zugankertragfähigkeit liegt im vorliegenden Fall der kombinierten Schub-Zug-Beanspruchung 30% über der Schubtragfähigkeit der Grundplatte, im vorliegenden Fall ohne Schubdübel die Schubtragfähigkeit nur auf der Lastübertragungskapazität der Grundplattenstirnseite beruht. Prinzipiell tritt dieser Fall aber bei Einbauteilen mit Schubdübel auf, nur ist dann die Last-Verschiebungslinie dann nicht so deutlich ausgeprägt.

Auf Grund der geringen Einbindetiefe der Grundplatte erfassen die örtlichen Zerstörungen nur einen kleinen Betonbereich vor und neben der Grundplatte. Eine äußerlich sichtbare Rissbildung ist dem Versagen nicht vorausgegangen.

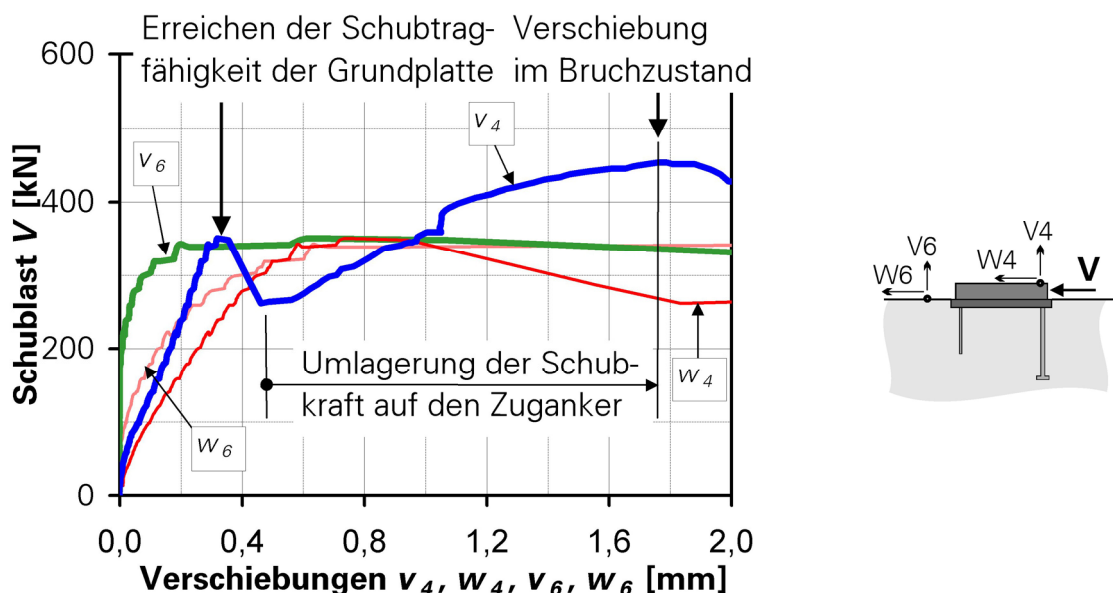


Bild 31: Last-Verschiebungs-Diagramme für eine durch Schub belastete Verankerung ohne besonderen Schubdübel

Fig. 31: Load-Displacement figure of shear loaded anchorage without special shear lug

#### 4.2.2 GRUNDFALL B)

Bis zum Erreichen der Schubtragfähigkeit unterscheiden sich die Last-Verschiebungs-Kurven nach Bild 32 nur durch die höhere Schubbruchlast von den analogen Diagrammen vom Grundfall A). Hier setzt sich die Dübelfläche aus Grundplattenstirnfläche plus lastübertragende Fläche des Schubdübels mit  $h_D = 4,0$  cm zusammen. In den Diagrammen  $w_6 = f(V)$  und  $v_4 = f(v)$  zeigt sich auch hier die Umlagerung der Schubkraft auf den Zuganker, die mit großen plastischen Verformungen des Zugankers unter der kombinierten Zug-Schub-Beanspruchung verbunden ist. Im Gegensatz zu Grundfall A) kann sich aber kein neuer stabiler Gleichgewichtszustand einstellen, weil die Schubtragfähigkeit des Dübels größer ist als die vom Zuganker zusätzlich aufnehmbare Schubkraft. Der Zuganker versagt folglich gleichzeitig mit dem Schubdübel.

Im Vergleich zu Grundfall Aa) dringen die Zerstörungen im Beton naturgemäß ( $h_D = 4,0$  cm) weiter ins Prüfkörperinnere vor. Vor der Grundplattenstirnseite und dem Dübel bilden sich gesonderte keilförmige Abscherkörper aus.

Im Hinblick auf das abzuleitende Berechnungsmodell ist wesentlich, dass der abgescherte Betonkeil über die volle Dübelhöhe des Schubdübels reicht. Dieser ist also in seiner gesamten Einbindetiefe wirksam und hat sich nicht erkennbar verformt.

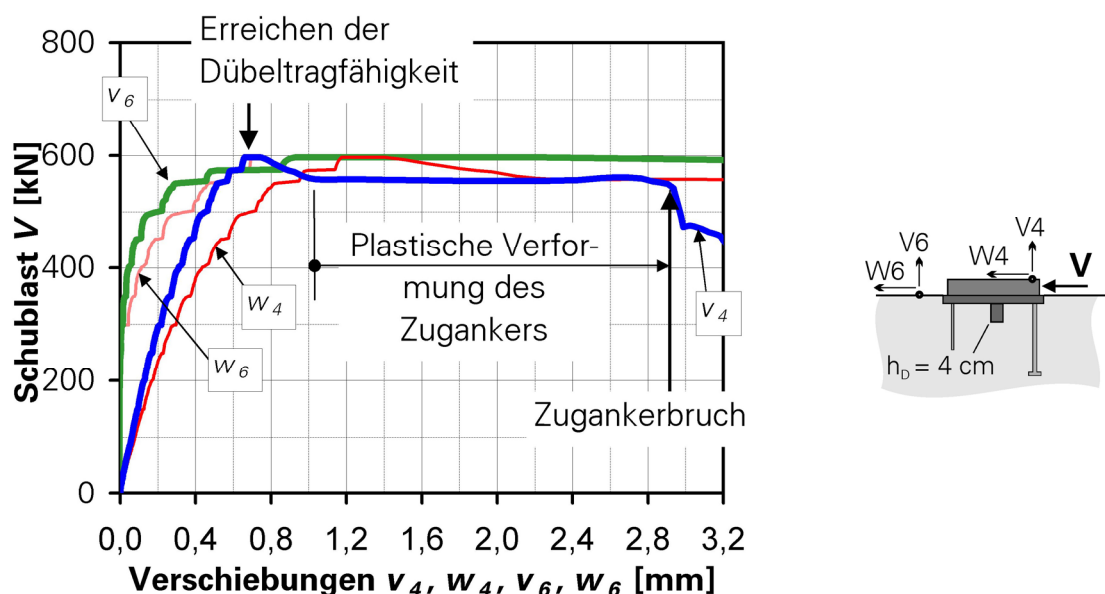


Bild 32: Last-Verschiebungs-Diagramme für eine durch Schub belastete Verankerung mit weichem Schubdübel ( $h_D = 4$  cm)

Fig. 32: Load-Displacement figure of shear loaded anchorage with soft shear lug 4 cm

Diese Versagensform tritt auch in der Variante ohne Beteiligung der Grundplattenstirnfläche auf. Hierbei ist diese entweder nicht vorhanden, da die Grundplatte nicht



im Beton eingebunden ist, oder aber der Beton vor der Grundplatte hat schon bei einer niedrigeren Laststufe versagt, und diese Lastanteile konnten vollständig auf den Dübel umgelagert werden.

#### 4.2.3 GRUNDFALL C)

Bei diesem Versagensfall bricht ein Betonkegel am Zuganker hinter der Grundplatte aus, bevor die Schubtragfähigkeit des Dübels erreicht ist. Demzufolge fehlt auch die für die Grundfälle A) und B) typische Phase der Schubkraftumlagerung. Der Ausbruchkegel löst sich schlagartig aus dem Prüfkörper. Dies zeigen die vertikalen Verschiebungen  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $v_3$  und  $v_5$ , die in größerem Abstand seitlich und hinter dem Zuganker gemessen werden. Das plötzliche Ansteigen der Verschiebungen  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $v_3$ ,  $v_5$  im Vergleich zu  $v_4$  und  $w_4$  signalisiert das Entstehen eines Zuganker-Ausbruchkegels Bild 33. Eine bestimmte zeitliche Abfolge der Verschiebungen  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $v_3$ ,  $v_5$  konnte in den Versuchen hierbei nicht festgestellt werden.

Der Bruchzustand ist durch eine vom Schubdübel ausgehende strahlenförmige, feinverzweigte Rissbildung in Kraftrichtung gekennzeichnet. Im Bereich des Zugankers ist der umgebende Beton weitgehend zerstört (abgewandte Prüfkörperseite). Die zum Ausbruchkegel gehörenden Risse haben sich weit geöffnet und reichen teilweise bis zum Prüfkörper Rand. Der Ausbruchkegel erfasst den gesamten Bereich des Stahleinbauteils und vereinigt sich in vorliegendem Fall mit dem vorgeprägten Abscherkörper vor dem Schubdübel.

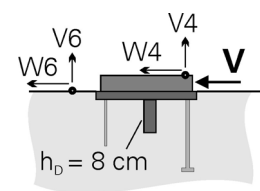
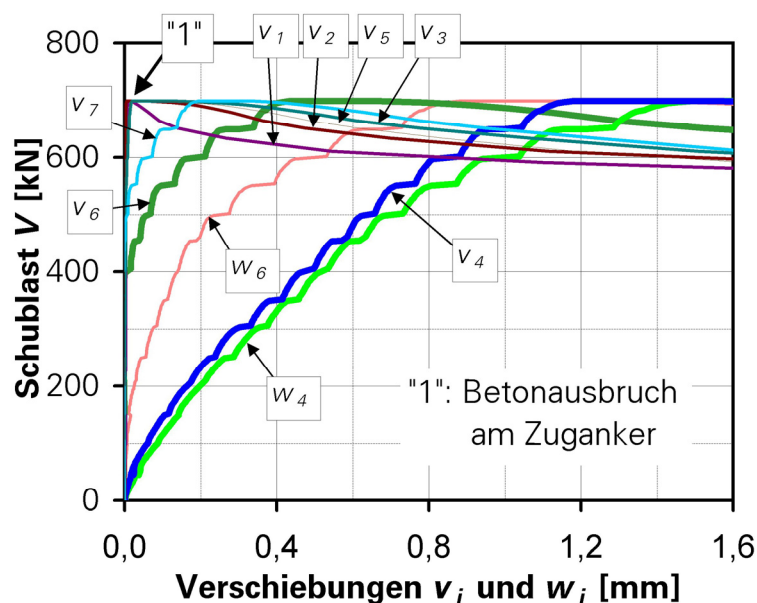


Bild 33: Last-Verschiebungs-Diagramme für eine durch Schub belastete Verankerung mit steifem Schubdübel ( $h_D = 8 \text{ cm}$ )

Fig. 33: Load-Displacement figure of shear loaded anchorage with rigid shear lug

#### 4.2.4 GRUNDFALL D)

Der Bruchmechanismus wird durch eine sehr hohe Betonfestigkeit in Verbindung mit einer großen Einbindetiefe des Dübels bestimmt. Auf Grund der höheren Querkzugfestigkeit kann im Vergleich zu den Grundfällen A) und B) ein Abscheren des Betonkeiles nicht auftreten. Es stellt sich ein dreiaxialer Spannungszustand ein, der die vom Schubdübel ausgehende Druckkraft in das Prüfkörperinnere leitet.

Der innere Spannungszustand löst mit wachsender Belastung Risse aus, die in die Tiefe gehen. Deren zunehmende Öffnung ist mit einer nachhaltigen Störung des homogenen Spannungszustandes verbunden. Als Folge zeigt sich bei einem Beanspruchungsniveau von etwa 680 kN die Umlagerung der inneren Kräfte und die Herausbildung eines veränderten Gleichgewichtszustandes unter unmittelbarer Einbeziehung der im Prüfkörper vorhandenen Bewehrung zur Sicherung der Auflager (Bild 34). Charakteristisch dafür ist der veränderte Verlauf der Funktionen  $v_4 = f(v)$  nach einer vorangegangenen ausgeprägten Verschiebung bei konstant gehaltener Last.

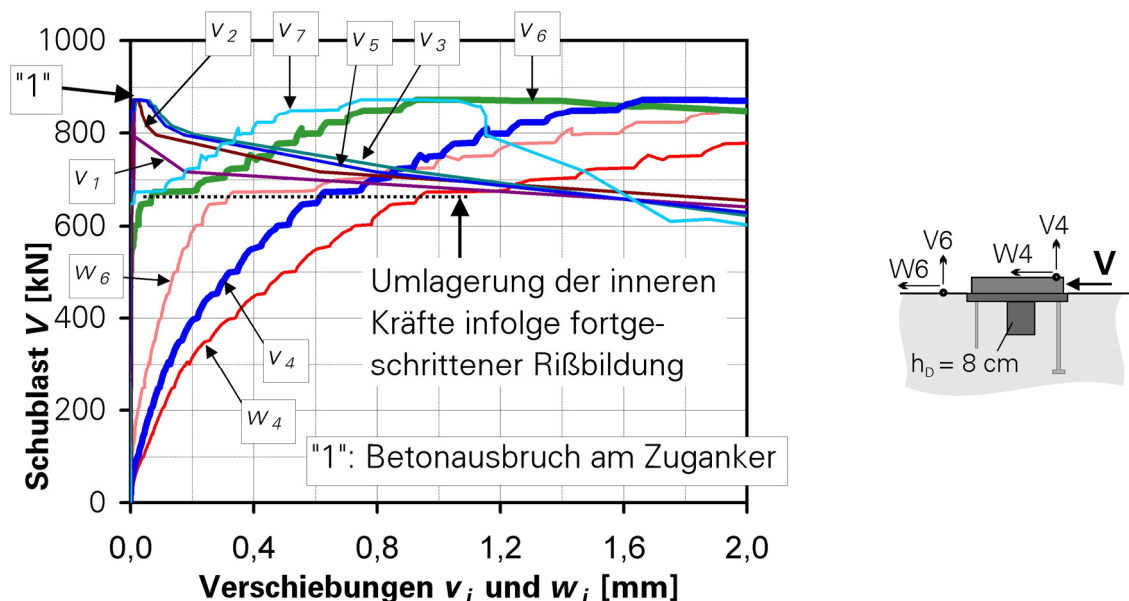


Bild 34: Last-Verschiebungs-Diagramme für eine durch Schublast belastete Verankerung mit weichem Schubdübel ( $h_D = 8 \text{ cm}$ )

Fig. 34: Load-Displacement figure of shear loaded anchorage with soft shear lug 8 cm

Das endgültige Versagen wird von einer großräumigen Zerstörung des Betongefüges zunächst vor dem Schubdübel und unmittelbar darauf im Verankerungsbereich des Zugankers begleitet. Dabei gehen die Bruchbereiche ineinander über.

Der Dübel hat sich unter der einwirkenden Schubbeanspruchung stark verformt. Wie auch bei den anderen Versuchen mit großer Dübeleinbindetiefe (hier  $h_D = 8,0 \text{ cm}$ )

erstreckt sich der abgescherte Betonkeil nur bis etwas mehr als der halben Dübelhöhe. Hinsichtlich des Berechnungsmodells bedeutet dies, dass der Dübel wegen der geringen Biegesteifigkeit nicht mit seiner gesamten Einbindetiefe als wirksam angesetzt werden darf.

Zusammenfassend kann vermerkt werden: Der Grundfall A) tritt bei niedrigen Betonfestigkeiten in Verbindung mit sehr geringen Einbindetiefen auf, der Grundfall B) hingegen tritt bei niedrigen Betonfestigkeiten, aber mittleren Einbindetiefen auf. Für den Grundfall C) sind vor allem zu geringe Verankerungslängen des Zugankers charakteristisch. Der Grundfall D) wiederum ist gekennzeichnet durch hohe Betonfestigkeiten in Verbindung mit großen Einbindetiefen und wird auch durch eine große Dübelsteifigkeit begünstigt.

### **4.3 EINTEILUNG DES BETONVERSAGENS NACH DER LOKALITÄT**

Es muss deutlich darauf hingewiesen werden, dass die Einbauteile zwei Lastübertragungsflächen aufweisen, die sich in ihrem Tragverhalten unterscheiden. Zum einen ist das die in den Beton eingebettete Grundplatte, die an ihrer Stirnseite maßgebende Anteile der Schublast in den Beton überträgt. Diese Stirnseitenfläche ist bei nahezu allen Versuchen 2 cm in den Beton eingebunden und belastet diesen oberflächennah. Die freie Oberfläche des Betons erlaubt hier keine Ausbildung eines dreiaxialen Spannungszustandes im Sinn einer Teilflächenpressung. Zum anderen überträgt der Schubdübel natürlich selbst maßgebende Anteile der Schublast  $V$ . Der Beton vor diesem Schubdübel ist durch die überstehende Grundplatte und den seitlich umgebenden Beton eingeschlossen und erfüllt somit die Voraussetzungen für die Ausbildung eines dreiaxialen Spannungszustandes.

Zwangsläufig kann für die Versuche ohne Dübel der Versagensmechanismus für den finalen Bruch nicht der gleiche sein wie für die Versuche mit Dübel. Inwieweit die Versagensmechanismen vor der Stirn und vor dem Dübel interagieren, soll im Weiteren behandelt werden und ist Grundlage für ein Bemessungsmodell.

Die Betrachtung einer summarischen Dübelfläche  $A_C$ , wie es von KÖRNER [49] vorgeschlagen wird, kann somit nur eine allgemeine grobe Abschätzung der Bruchlast erlauben. Die summarische Dübelfläche  $A_C$  setzt sich, wie schon erläutert, aus der lastübertragenden Fläche  $A_{Lug}$  vor dem Schubdübel und der lastübertragenden Fläche vor der Stirnseite der Grundplatte zusammen. Die Ergebnisse lassen sich, bei einem alleinigen Ansatz von  $A_C$ , nicht auf allgemeine Geometrien von Einbauteilen

übertragen. Aus diesem Grund muss und wird im Weiteren das Versagen der Stirnfläche infolge  $V_{ks}$  getrennt vom Gesamtversagen infolge  $V_{ges}$  betrachtet. Diese Vorgehensweise stützt sich auf die Beobachtung, dass bei der gewählten Geometrie und Aufteilung der Flächen ein Stirnflächenversagen immer vor dem Gesamtversagen eintritt oder das Stirnflächenversagen das Gesamtversagen unmittelbar einleitet.  $V_{ks}$  als Versagenslast der Stirnfläche bezeichnet hier diejenige Schublaststufe, bei der ein Ausbrechen und somit Versagen des Betons vor der Grundplatte beobachtet wird.  $V_{ks}$  kann und wird also durchaus einen Anteil aus Schublastübertragung vor dem Dübel enthalten.  $V_{ges}$  ist, wie schon erläutert, die im Versuch erreichte maximale Schublast.

#### **4.3.1 BETONVERSAGEN VOR DER GRUNDPLATTE INFOLGE $V_{ks}$**

Die Abhängigkeit des Betonversagens vom herrschenden ein- oder mehraxialen Spannungszustand wird von den Versuchen bestätigt. In etlichen Versuchen wird der Beton vor der Grundplatte zerdrückt und nach oben herausgeworfen, ohne dass ein finales Gesamtversagen eintritt. Oftmals lässt sich dieser Vorgang sogar nur schwer in den Last-Verschiebungs-Diagrammen auffinden und muss mittels der visuellen Beobachtung aufgespürt werden. Es findet selten eine schlagartige Umlagerung der in der Grundplattenkontaktfläche übertragenen Last  $R_S$  auf den Dübel statt. Diese Versagenslast  $V_{ks}$  beim Versagen des Betons vor der Stirnfläche der Grundplatte zeigt somit lediglich an, dass die Schublast  $V$  von jetzt an vollständig vom Dübel übertragen wird. Die Lastübertragung vor der Stirn hat ihre Bruchlast erreicht und ist komplett ausgefallen.

Die nach der Betonzerstörung vor der Stirnfläche noch bis zum Gesamtversagen mögliche Laststeigerung zeigt Bild 35. Für die Versuche ohne Schubdübel (schwarze Punkte) muss die Last beim Versagen auf die Anker umgelagert werden, die dann als querbeanspruchte Bolzen wirken. Dies soll hier aber nicht näher untersucht werden, da die Bolzen definitionsbedingt am Einbauteil keine Querlasten übertragen sollen. Es zeigt sich, dass die mögliche Laststeigerung umso größer ausfällt, je niedriger die Versagenslast  $V_{ks}$  ist. Ähnlich sieht es bei den Versuchen mit Flachblechdübeln, also weichen Dübeln – dargestellt als Dreiecke im Bild 35 – aus, wobei hier die Laststeigerung bei den Versuchen mit 4-cm-Dübeln niedriger ausfällt als bei den Versuchen mit 8-cm-Dübeln. Für die Versuche mit den steifen Blockdübeln kann dann keine nennenswerte Laststeigerung nach dem Erreichen der Stirnflächenversagenslast mehr festgestellt werden. Gleiches gilt auch für alle Versuche mit vergrößertem exzentrischen Lastangriff  $e$  (kombinierte Beanspruchung Momenten + Querkraft) und für Versuche mit zusätzlicher Zugnormalkraft. Lediglich bei den Versuchen mit Drucknormalkraft kann wiederum eine nennenswerte Laststeigerung festgestellt werden.

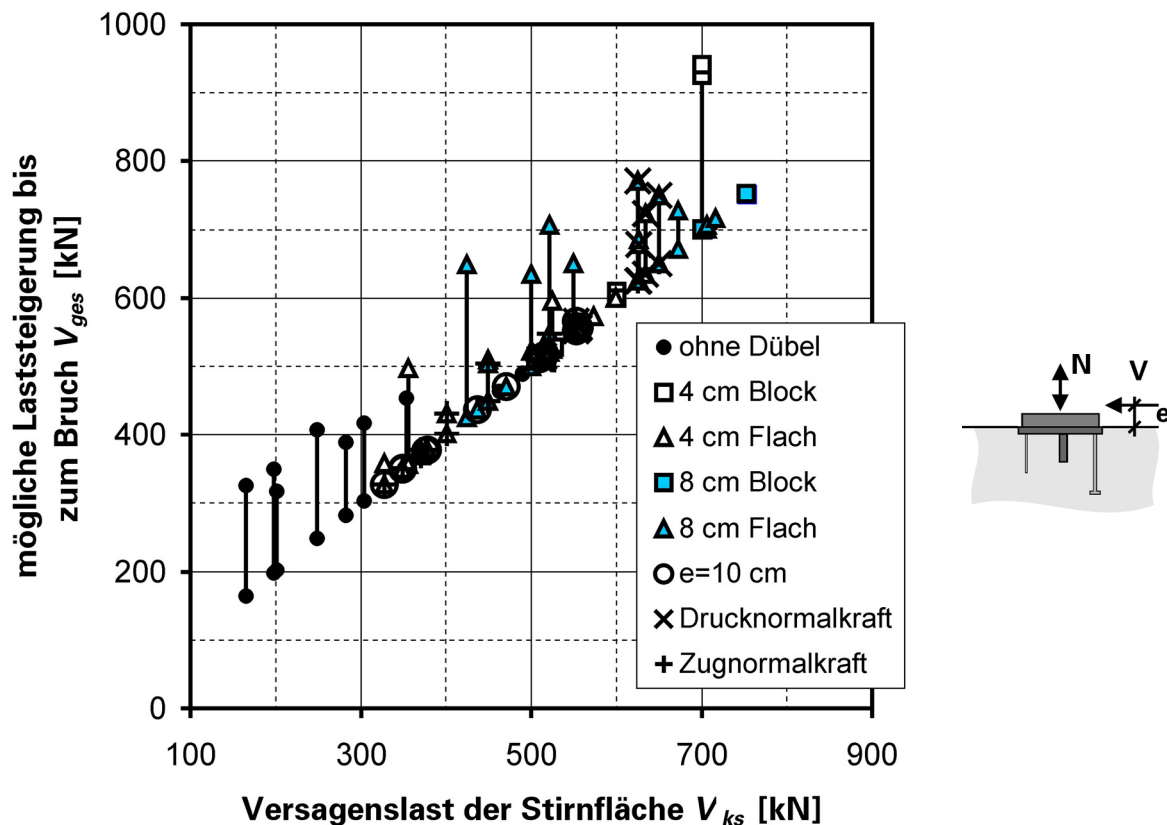


Bild 35: Mögliche Laststeigerung bis  $V_{ges}$  nach einem Versagen der Stirnfläche infolge  $V_{ks}$

Fig. 35: Possible increasing of load  $V_{ks}$  to  $V_{ges}$

#### 4.3.2 BETONVERSAGEN VOR DEM DÜBEL, GESAMTVERSAGEN $V_{GES}$

Das Versagen vor der Stirnfläche bringt zwar eine deutliche Ankündigung des Bruchs mit sich, muss diesen aber nicht zwangsläufig einleiten. In den Versuchen zeigt sich, dass die 4-cm-Dübel, unabhängig davon, ob es sich um Block- oder Flachdübel handelt, im Bruchzustand eine Betonspannung von  $4,5$  bis  $6,0 \cdot f_c$  aufbauen können. Die Werte der 8-cm-Dübel bewegen sich dann in einem Bereich zwischen  $2,5$  und  $4,0 \cdot f_c$ , wobei die Werte der Blockdübel deutlich nach unten herausfallen. Allerdings liegt hier letztendlich auch kein Betonversagen vor dem Dübel vor. Reduziert man gedanklich die Dübeleinbindetiefe bei den Flachblechdübeln generell auf 6-cm, so erhält man einen fließenden Anschluss der Werte an diejenigen der 4-cm-Dübel. Bei einer reinen Schubbeanspruchung lässt sich alleine für die 4-cm-Dübel (Flach und Block) eine mittlere ertragbare Spannung von  $5,2 \cdot f_c$  ermitteln. Eine zusätzliche

Druckbeanspruchung erhöht diesen Wert auf  $7,1 \cdot f_c$ , eine zusätzliche Zugnormalkraft reduziert ihn auf  $4,1 \cdot f_c$ . Ein ähnliches Verhalten ist bei einer zusätzlichen exzentrischen Lasteinleitung zu beobachten. Es zeigt sich, dass eine zusätzliche Normalkraft die Verschiebungen  $v_4$  und  $w_4$  zum Zeitpunkt des Bruches erheblich vergrößert. Eine zusätzliche exzentrische Lasteinleitung mit oder ohne Normalkraft führt zu entsprechend kleineren Werten der Horizontalverschiebung  $w_4$  im Bruchzustand.

Betrachtet man die Verschiebungen im Punkt 4, aufgetragen über die Schubbeanspruchung  $V_{ges}$ , so ergibt sich ein ähnliches Verhalten, wie es oben beschrieben wurde. Im Bild 36 sind diese Verschiebungen für die Versuche ohne zusätzliche exzentrische Lasteinleitung für 4-cm- und 8-cm-Flachblechdübel dargestellt. (Z0 = Zug-Normalbeanspruchung ohne zusätzliche Exzentrizität bzgl.  $V$ , D0 = Druck-Normalbeanspruchung ohne zusätzliche Exzentrizität bzgl.  $V$  und 00 = ohne Normalbeanspruchung ohne zusätzliche Exzentrizität bezüglich der Schubbeanspruchung). Die Gruppierung der Linien ist deutlich zu sehen. Für eine zusätzliche Drucknormalbeanspruchung erhält man den steilsten Anstieg der Last-Verschiebungs-Kurven, wobei sich die 4-cm-Dübel nicht anders verhalten als die 8-cm-Dübel. Das Verformungsverhalten der Versuche fällt also deutlich steifer aus als bei reiner Schubbeanspruchung oder Schubbeanspruchung mit zusätzlicher Zugnormalkraft. Auch ist das Versagen bei diesen Versuchen deutlich spröder als das Versagen bei Versuchen mit zusätzlicher Exzentrizität der Lasteinleitung. Nach Erreichen der das Versagen auslösenden Maximallast nimmt die Verformung bei gleichzeitig sinkender Last schlagartig zu, und das Einbauteil wird im Allgemeinen am Zuganker abgeschert. Natürlich hat der Beton vor dem Dübel zu diesem Zeitpunkt auch versagt, und das Stahleinbauteil wird auf der schiefen Ebene eines Betonkeiles, der sich im Eckbereich zwischen Grundplatte und Dübel gebildet hat, aus der Prüfkörperoberfläche herausgeschoben. Bei den Versuchen mit zusätzlicher Zugnormalkraft muss also ein wesentlich spröderes Verhalten mit plötzlichem Versagen festgestellt werden. Wieder spielt es hier prinzipiell keine Rolle, ob 4-cm- oder 8-cm-Flachblechdübel zum Einsatz kommen. Bei letzteren ist lediglich die Bruchlast höher, da eine größere Betonfläche zur Lastübertragung zur Verfügung steht. Am Prinzip des Versagens ändert sich aber absolut nichts.

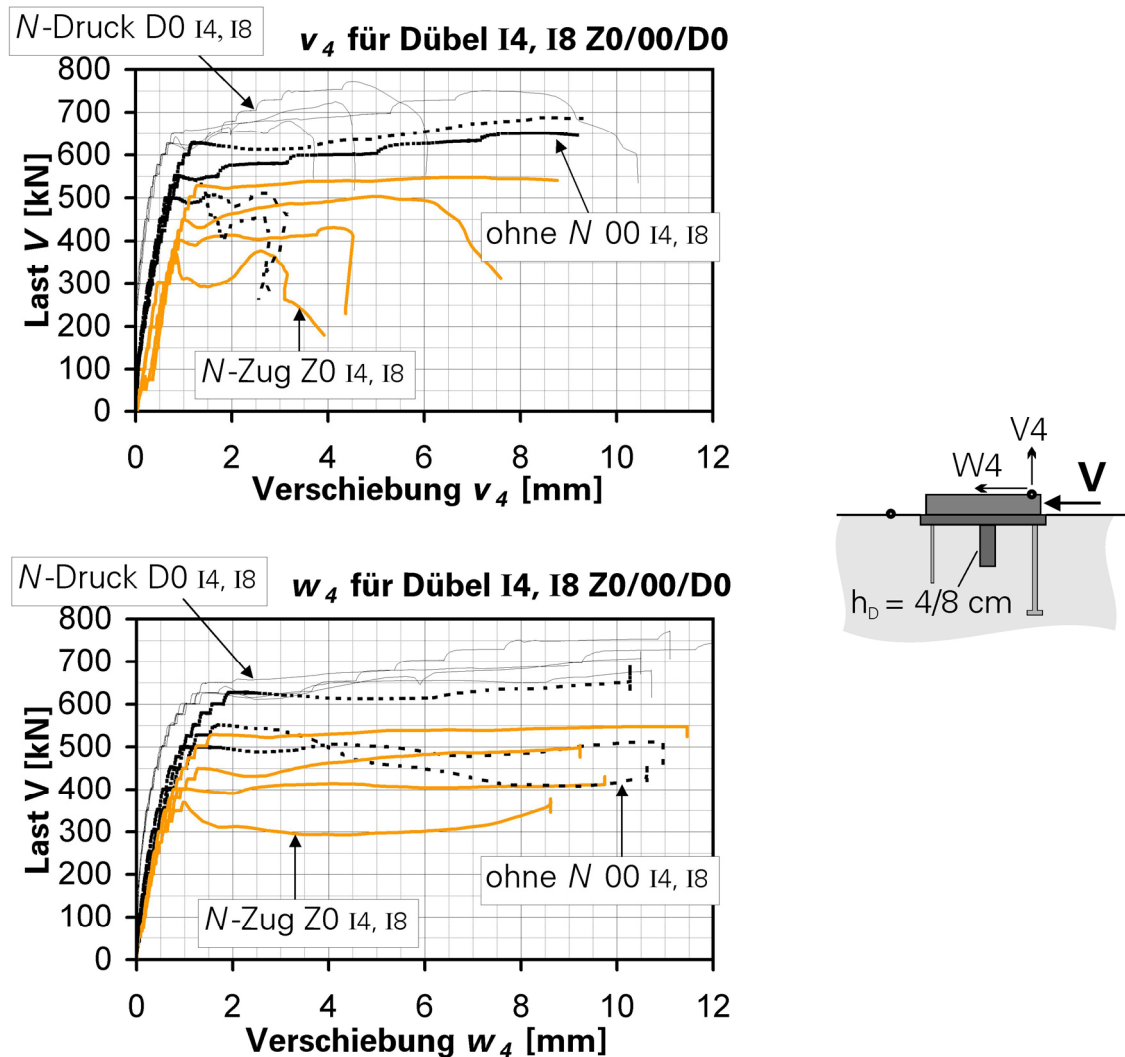


Bild 36: Vergleich der Arbeitslinien  $v_4$  und  $w_4$  für Dübel I4 und I8, Variation der Zusatzbeanspruchung

Fig. 36: Behaviour with tension and compression

Es zeigt sich, dass die zusätzliche Drucknormalkraft eine Art „Vorspannung“ für den Zuganker darstellt. Die zusätzliche Zugbeanspruchung stellt dann entsprechend eine Vorbelastung dar. Besonders beachtenswert ist, dass die Linien für  $v_4$  der Versuche „D0“ bei den Dübeln „I4“ und „I8“ praktisch bis zum Erreichen der Laststufe  $V_{ks}$  identisch verlaufen.

Hierbei muss jedoch auch die Tatsache beachtet werden, dass die Versuche mit zentrischer oder exzentrischer Druckbeanspruchung ein wesentlich gutmütigeres Nachbruchverhalten zeigen, als die Versuche mit zentrischer oder exzentrischer Zugbeanspruchung. Dies wird seinen Niederschlag in der Wahl der einzuhaltenden Spannungen bei der Bemessung der Einbauteile finden und somit eine Differenzierung nach Beanspruchungskombinationen erfordern.



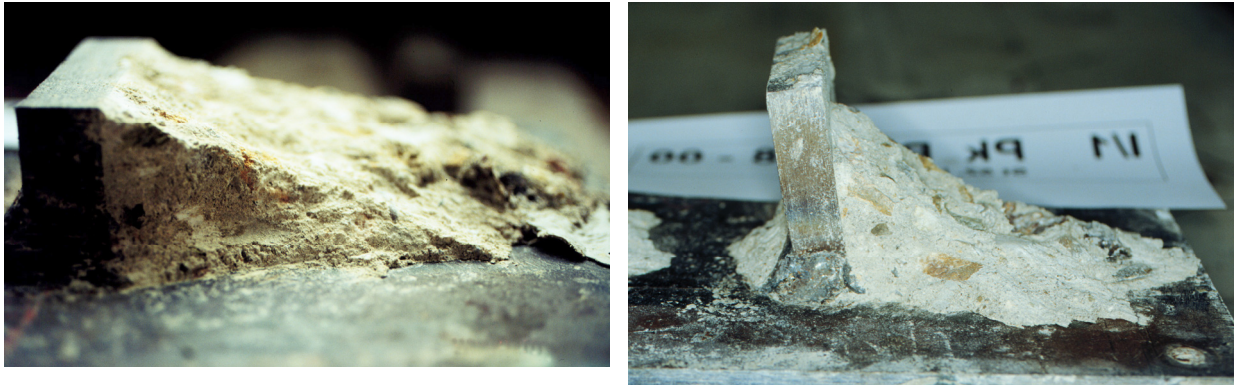


Bild 37: Betonversagen vor dem Dübel

Fig. 37 Concrete failure in front of the lug

#### 4.4 VERSAGEN DES DÜBELS

Ein Versagen des Stahldübels kann in 2 Varianten auftreten. Zum einen kann der Dübel an der Stelle der größten Beanspruchung abscheren. Es liegt dann ein einfacher Schubbruch vor. Zum anderen kann er sich an derselben Stelle abbiegen. Der Dübel kann als statisch bestimmt gelagerter Kragarm aufgefasst werden und erfährt somit am Punkt direkt über der Schweißnaht seine größte Biege- und Querkraftbeanspruchung. Hierbei überschreiten die Biegezugspannungen des belasteten Dübels die Streckgrenze des Materials, und es beginnt eine Rotation um diesen Punkt, siehe Bild 38 rechts. Lediglich bei einem Versuch wurde der Dübel vollkommen abgeschert. Diesem Abscheren ist aber ein Abbiegen vorausgegangen, wobei jeweils die höchstbeanspruchte Faser auf der Biegezugseite gerissen ist, bis dann der verbleibende Restquerschnitt von ca. 4 mm Dicke auf Schub abgetrennt wurde, siehe Bild 38 links.



Bild 38: Materialversagen des Dübels

Fig. 38: Steel failure of the lug



Die Beobachtung der Dübelreaktion wird dazu genutzt, die Dübelbeanspruchung zumindest an der Einspannstelle überschlägig zu ermitteln. Damit ist dann eine Abschätzung der Lage der resultierenden Betondruckkraft vor dem Dübel möglich, wenn zusätzlich die Art der Verteilung der Spannungen über die Dübelhöhe angenommen wird. Diese Spannungsverteilung kann bei den Versuchen nicht gemessen werden, weshalb eine Untersuchung mittels eines FE-Modells durchgeführt wird.

## 4.5 ANKERVERSAGEN

Das Ankerversagen tritt ebenfalls in 2 Varianten auf. Zum einen reißt der Anker im Stahlmaterial oder in der Schweißnaht, wobei letzteres einer schlechten Schweißnahtausführung zuzuschreiben ist, und somit numerisch schlecht erfasst werden kann. Zum anderen kann der Anker aus dem Beton herausgezogen werden. Hierbei entsteht ein Ausbruchkegel, wie er aus den Dübelausziehversuchen bekannt ist und hinreichend in REHM [75], ELIGEHAUSEN [39] und [43], und anderen beschrieben wird.



Bild 39: Ankerversagen

Fig. 39: Anchor bolt failures

Die Tatsache, dass hier meist das Auszugverhalten von Kopfbolzendübeln beschrieben wird und in den vorliegenden Versuchen ein Bewehrungsstahl mit Kopfplatte benutzt wird, beeinflusst das Ergebnis nicht. Die Ankerkopfplatte wurde aus historischen Gründen (Körner [56] und Rotz [78]) bei den Zugankern mit 5 x 5 cm extrem groß gewählt, obwohl entsprechende Ausziehversuche an Kopfbolzendübeln zeigten, dass die Größe der Kopfplatte keinen entscheidenden Einfluss auf das Versagen hat.

## 4.6 EIN ERSTES, VEREINFACHTES MODELL

Zur überschlägigen Dimensionierung/Berechnung soll ein einfaches Bemessungsmodell für diese Einbauteile vorgestellt werden. Die drei grundlegenden Versagensmechanismen werden dabei einzeln berücksichtigen.

1. Betonversagen vor dem Dübel und/oder vor der Stirnseite der Grundplatte
2. Stahlversagen des Dübels durch Abscheren oder Abbiegen des Dübels
3. Versagen des Ankers:
  - a. Stahlversagen auf Zug infolge einer Überschreitung der Ankerstahlzugtragfähigkeit
  - b. Kegelförmiger Betonausbruch infolge einer Überschreitung der Ankerzugtragfähigkeit im Beton

Auch wenn die verschiedenen Versagensmechanismen genau genommen nicht losgelöst voneinander betrachtet werden dürfen, ist es für die Nachweisführung hilfreich, dieses zu tun. Im Rahmen einer einfachen und wohl auch überschlägigen Bemessung ist es ausreichend, die Versagensmechanismen zu entkoppeln und auf eine Verformungsabschätzung vollständig zu verzichten.

Der Schlüssel zur rechnerischen Dimensionierung der Einbauteile ist das Betonversagen vor dem Dübel. Die Kenntnis von Lage und Betrag der resultierenden Kräfte  $R_S$  und  $R_D$  erschließt sowohl die Zugankerbeanspruchung  $F_A$  als auch alle zu übertragenden Kräfte im Einbauteil (siehe Bild 30). Wie bereits diskutiert, kann ein Versagen vor der Stirn mit einem entsprechenden Betonausbruch deutlich von einem Gesamtversagen unterschieden werden. Daher werden im Weiteren die Bemessungsgleichungen sowohl für ein zulässiges  $\sigma_{m,AC}$  als auch ein zulässiges  $\sigma_{m,AL}$  hergeleitet. Bei Verwendung von  $\sigma_{m,AC}$  darf die gesamte vorhandene summarische Dübelfläche  $A_C$  (Dübel + Stirnfläche) zur Lastübertragung herangezogen werden, ohne dass ein Ausbruch vor der Stirn erwartet werden muss. Wird als zulässige Spannung jedoch  $\sigma_{m,AL}$  angesetzt, darf nur die reine Dübelfläche  $A_{Lug}$  angesetzt werden, also derjenige Teil vor dem sich ein mehraxialer Spannungszustand ausbilden kann. Dies ist bei der ge-

wählten Versuchskörpergeometrie nur für den extrem steifen Blockdübel der Fall. Hierbei ist mit einer Betonzerstörung vor der lastübertragenden Stirnfläche zu rechnen, wenn der Wert der zulässigen Schublast  $V_{ALug}$  über dem Wert  $V_{AC}$  liegt. Die Betrachtung dieser beiden Fälle bietet zusätzlich den Vorteil, auch Einbauteile ohne in den Beton eingebundene Grundplatten bemessen zu können bzw. das Versagen vor der Stirn als Ankündigung verstehen zu können. Es gilt:

$$V_{AD} = \sigma_{m,AD} \cdot A_{Dübel} \quad (4.1)$$

$$V_{AC} = \sigma_{m,AC} \cdot A_C \quad (4.2)$$

Mit dem Ansatz dieser  $\sigma_m$ -Werte und einer rechteckförmigen Spannungsverteilung ist es möglich  $e_S$  und  $e_D$  auf einfache Art und Weise zu bestimmen. Alle Elemente des Einbauteils können nun bemessen werden.

## 4.6.1 HERLEITUNG DES NACHWEISES

### 4.6.1.1 VERSUCHE MIT REINER SCHUBBEANSPRUCHUNG

Im Bild 40 sind die im Versuch erreichten mittleren Betondruckspannungen für die Versuche mit reiner Schubbeanspruchung zusammengetragen. Dargestellt ist das Verhältnis der mittleren Betondruckfestigkeit vor dem Dübel  $\sigma_m$  zur Zylinderfestigkeit  $f_c$  aufgetragen über die Zylinderfestigkeit  $f_c$ . Zugrunde liegt hierbei der Ansatz einer rechteckförmigen Spannungsverteilung im Beton. Daher bleiben die Versuche mit 8-cm-Flachblechdübeln vorerst unberücksichtigt, da hier ein Abbiegen der Dübel auftritt, und infolge dieser Verformung der Ansatz einer rechteckförmigen Spannungsverteilung nicht mehr gerechtfertigt ist. Auch das Kriterium „Versagen infolge Überschreitung der zulässigen Betondruckspannungen“ wird hier nicht oder nur bedingt relevant.

Für Versuche, bei denen im Versagenszustand nur noch der Dübel getragen hat ( $V_{ges}$ ), ist zusätzlich der Spannungszustand für ein Versagen infolge  $V_{ks}$  angegeben. Für die Versuche ohne Dübel kann naturgemäß nur letzteres ausgewertet werden. Wie man dem Bild entnehmen kann, liegen die gewonnenen Werte dicht beieinander. Die Verteilung legt nahe, für beide Werte eine lineare Abhängigkeit der bezogenen Werte zu unterstellen und sowohl für den Ansatz von  $A_{Lug}$  als auch für den Ansatz von  $A_C$  die gleiche Abhängigkeit zur Betonfestigkeit zu wählen. Für einige Versuche im Bereich  $f_c = 25 \dots 30 \text{ N/mm}^2$  liegt die Bemessungsgleichung dann etwas auf der sicheren Seite. Somit unterscheiden sich die Bemessungsgleichungen lediglich im Linearteil zu der bezogenen Größe. Für die zulässigen Spannungen ergeben sich damit einfache quadratische Beziehungen nach Gleichung (4.3) und (4.4).

$$V_{ks}\text{-Versagen: } \frac{\sigma_{m,AC}}{f_c} = 0,0105 \cdot f_c + 1,6 \quad (4.3)$$

$$V_{ges}\text{-Versagen: } \frac{\sigma_{m,AD}}{f_c} = 0,0105 \cdot f_c + 4,7 \quad (4.4)$$

mit:  $\sigma_m$  und  $f_c$  in [N/mm<sup>2</sup>]

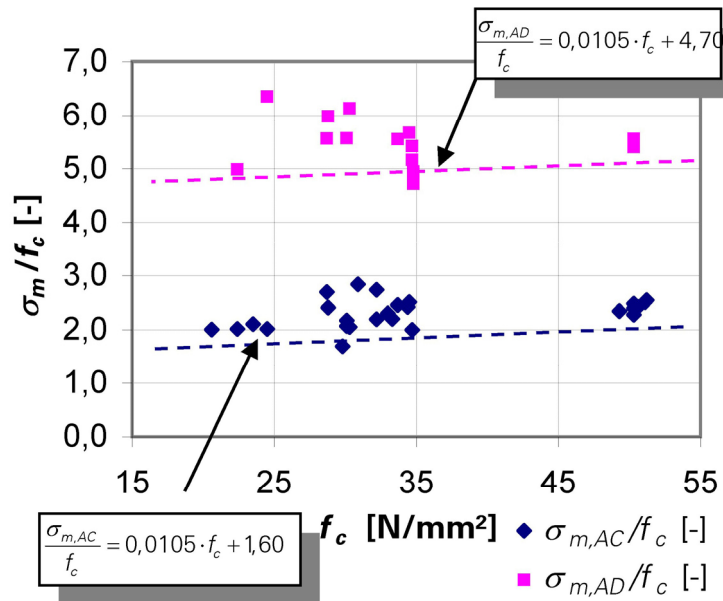


Bild 40: Betondruckspannungen  $\sigma_m$  vor dem Dübel  $A_{Lug}$  bzw.  $A_C$  unter Ansatz einer Rechteckspannungsverteilung; Versuche mit reiner Schubbeanspruchung

Fig. 40: Concrete compressive stresses in front of the lug  $A_L$  and/or  $A_C$ ; experiments with pure shear load

$$F_A = F_u^E = 15,5 \cdot h_r^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \text{ [N]} \quad (4.5)$$

mit

$h_r$  Ankereinbindetiefe

$\beta_w$  Betondruckfestigkeit am 20er Würfel. Näheres hierzu siehe ELIGEHAUSEN [39]

Eine auf diesen Beziehungen basierende Nachrechnung der Versuche mit reiner Schubbeanspruchung ergibt eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten. Alle errechneten Werte liegen im Bereich der im Versuch gewonnenen Werte beziehungsweise leicht darunter. Für die Versuche ohne Dübel kann naturgemäß nur das  $V_{ks}$ -Versagen vorausgesetzt werden, das Gesamtversagen ist hier durch einen Bolzenschubbruch gekennzeichnet, dessen Versagensmechanismen der entsprechen-

den Literatur über Kopfbolzendübel entnommen werden kann. Beispielhaft genannt seien hier [39], [43] und [80]. Für  $A_C$  und  $A_{Lug}$  wird jeweils der mögliche Wert der übertragbaren Schubbelastung und die hierfür erforderliche Zugankerkraft  $F_A$  ermittelt. Der größere Wert ( $V_{ALug}$  oder  $V_{AC}$ ) gibt die maximal zulässige Last an und weist gleichzeitig darauf hin, ob ein Betonausbruch vor der Stirnplatte vorliegt. Dies ist der Fall für  $V_{AC} < V_{ALug}$ . Die erforderliche Zugankerkraft muss natürlich vom Zuganker getragen werden können, ansonsten ist die zulässige Schubkraft entsprechend zu reduzieren.

Das Versagen des Zugankers ist sowohl auf Stahlbruch als auch auf ein Ausbrechen des Betongrundes oder ein Herausziehen – wenn andere Ankerarten verwendet werden – zu untersuchen. In der Praxis dürfte es darauf hinauslaufen, dass für die Anker Kopfbolzendübel eingesetzt werden, für die dann die entsprechenden Werte tabelliert und durch Versuche untermauert vorliegen.

Für die Nachrechnung werden hier die Mittelwerte der Stahlfestigkeit  $f_{ym}$  angesetzt, da lediglich die Gültigkeit der Formel demonstriert werden soll und keine Bemessung durchgeführt wird. Diese ergeben sich nach DIN 18800 zu  $f_{ym} = 545 \text{ N/mm}^2$  (2%-Fraktil und Variationskoeffizient 0,04). Die ebenfalls durchgeführten Versuche an einem exemplarischen Baustahl ergaben  $f_{ym} = 540 \text{ N/mm}^2$ . Die zulässige Zugbeanspruchung im Kopfbolzendübel für Betonausbruch kann nach ELIGEHAUSEN [39], [43] mit Gleichung (4.5) ermittelt werden. Es existieren weitere Gleichungen zur Abschätzung und Berechnung dieser Ausbruchlast, auf die hier allerdings nicht eingegangen werden soll. Der Ankerdurchmesser hat bei dieser Ankerform keinen Einfluss auf die Ankerausbruchlast. Ein Anwenden dieser Beziehungen auf Versuche mit 8-cm-Flachblechdübeln ist nicht ratsam, da hier die Bedingung, dass der Dübel sich nicht verformt, nicht eingehalten ist. Die entsprechende Zugankerkraft  $F_A$  wird also überschätzt. Auch überschätzen diese Gleichungen die zulässige mittlere Betondruckspannung für große Werte  $f_c$ , da der quadratische Anteil von  $f_c$  hier positiv eingeht. Diesem Manko soll mit der allgemeinen Bemessungsgleichung unter Berücksichtigung der zusätzlichen Beanspruchungen begegnet werden.

#### **4.6.1.2 VERSUCHE MIT ZUSÄTZLICHER NORMALKRAFT-UND/ODER MOMENTENBEANSPRUCHUNG.**

Im Weiteren wird das Betonversagen für die Versuche mit zusätzlicher Normalkraftbeanspruchung und/oder zusätzlicher Exzentrizität bei der Analyse mit berücksichtigt. Diese Versuche mit zusätzlicher Normalkraftbeanspruchung und zusätzlicher Exzentrizität liegen nur für eine Betonfestigkeitsklasse vor, so dass die Datenbasis bezüglich der Betonfestigkeit recht schmal ist. Auch wurden hier lediglich Flachblechdübel von 4-cm oder 8-cm Länge getestet, wobei die 8-cm-Dübel das Verformungskriterium nicht mehr streng erfüllen.

Aufgrund dieser Unzulänglichkeiten der Datenbasis wird für die bezogene aufnehmbare mittlere Betondruckspannung  $\sigma_m / f_c$  nur eine lineare Beziehung zu den Parametern zusätzliche Normalkraft, zusätzliche Exzentrizität und Dübeleinbindetiefe unterstellt. Im Rahmen der untersuchten Bandbreite der Parameter ist einzig dies vertretbar und hinreichend genau. Eine weiterführende Bemessung muss dann die Verformungen im Einbauteil bzw. die Bewegungen des Einbauteils berücksichtigen. Im Kapitel 7 wird ein solches Rechenmodell vorgestellt. Dieses ist jedoch nicht alleine aus den Versuchswerten herleitbar, sondern basiert auf einer weiterführenden FEM-Analyse, deren Grundlage – Kalibrierung – die vorliegenden Versuchsergebnisse sind. Untersucht werden aber vorerst die Bemessungsgleichungen, die aus den Versuchsergebnissen hergeleitet werden können.

#### 4.6.2 ALLGEMEINE BEMESSUNGSGLEICHUNG

Berücksichtigt man alle zur Verfügung stehenden Versuche, bezieht man also eine zusätzlich wirkende Normalkraftbeanspruchung mit oder ohne Exzentrizität mit ein, so sind die Gleichungen (4.3) und (4.4) um weitere Linearterme zu ergänzen. Für Betonfestigkeiten im Bereich  $25 \leq f_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$  sind die, in Anlehnung an die Versuchsergebnisse ermittelten Gleichungen (4.6) gültig.

$V_{ks}$ -Versagen:

$$a) \frac{\sigma_{m,AC}}{f_c} = 2,2 - 0,8 \cdot \frac{F_E}{F_A} - 0,0015 \cdot e'_v - 0,009 \cdot f_c - 0,009 \cdot h_L \quad (4.6)$$

$V_{ges}$ -Versagen:

$$b) \frac{\sigma_{m,AD}}{f_c} = 8,9 - 2,1 \cdot \frac{F_E}{F_A} - 0,01 \cdot e'_v - 0,02 \cdot f_c - 0,06 \cdot h_L$$

mit:  $\sigma_m$  und  $f_c$  [N/mm<sup>2</sup>]

Auffallend ist der geringe Einfluss der Dübeleinbindetiefe  $h_D$  nach Gleichung (4.6). Dies berechtigt zu der Vereinfachung in Gleichung (4.7). Diese berücksichtigt jedoch keine Versuche mit steifem Blockdübel, also streng genommen nur die Versuche der 2. Hälfte. Hier entfallen alle Blockdübel und lediglich eine Betonfestigkeitsklasse wird untersucht. In dieser Beziehung wird explizit auf die Berücksichtigung der Dübeleinbindetiefe  $h_D$  verzichtet. Somit kann, ohne Iteration, das zur Aufnahme einer bestimmten Last  $V$  erforderliche  $h_D$  nun direkt aus der aufzunehmenden Last ermittelt werden.

$V_{ks}$ -Versagen:

$$a) \frac{\sigma_{m,AC}}{f_c} = 2,475 - 0,57 \cdot \frac{F_E}{F_A} - 0,005 \cdot e_v - 0,002 \cdot f_c \quad (4.7)$$

$V_{ges}$ -Versagen:

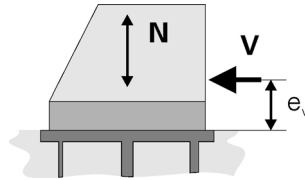
$$b) \frac{\sigma_{m,AL}}{f_c} = 9,175 - 2,27 \cdot \frac{F_E}{F_A} - 0,015 \cdot e_v - 0,1 \cdot f_c$$

mit:

$\sigma_m$  und  $f_c$

[N/mm<sup>2</sup>]

$F_E, F_A$  [N]



### 4.6.3 BEMESSUNGSMODELL

Für die Bemessung der Einbauteile ergibt sich somit das im Folgenden beschriebene einfache Modell. Im Einzelnen dient dieses Modell der Nachrechnung der Versuchsergebnisse, daher wird mit Mittelwerten gerechnet. Es gilt für Einbauteile, bei denen die Schubkraftübertragung streng von der Aufnahme des Versatzmomentes getrennt ist. Das heißt, die Zuganker dürfen keine Schublast in den Beton übertragen beziehungsweise sind hierfür explizit zu bemessen (Bild 3). Die Versuchsergebnisse können mit der zugrunde liegenden Gleichung (4.7) für die aufnehmbare mittlere Betondruckspannung vor den die Schublast übertragenden Bauteilen hinreichend genau nachgerechnet werden.

Es zeigt sich eine akzeptable Übereinstimmung zwischen Versuch und Nachrechnung. Größere Abweichungen ergeben sich zwangsläufig bei den 8-cm-Flachblechdübeln und können auf die Näherungen des Modells zurückgeführt werden. In natura wird sich nicht nur aufgrund der Schiefstellung der Dübel eine nicht rechteckförmige Spannungsverteilung vor dem Dübel einstellen. Die Auswirkungen dieses Sachverhaltes werden im Weiteren beschrieben und berücksichtigt.

Das Vorgehen gestaltet sich im Einzelnen wie folgt, siehe Bild 41. Auf der Basis der Eingangsgrößen wird die fiktive ertragbare Betondruckspannung vor dem Dübel und damit die aufnehmbare Horizontalbeanspruchung bestimmt. Hierbei werden die summarische Dübelfläche  $A_C$  und der Ansatz der reinen Dübelfläche  $A_{Lug}$  unterschieden.  $A_{Lug}$  können hierbei nur diejenigen Kontaktflächen sein, vor denen sich ein 3-achsiger Druckspannungszustand ausbilden kann. Der größere Wert der zulässigen Schublast – ermittelt auf Basis dieser beiden Flächenansätze – gibt die aufnehmbare Schubbeanspruchung –  $V$  genannt – an. Liegt der Wert der Last  $V_{AC}$  unter demjenigen der Last  $V_{ALug}$ , so ist zu erwarten, dass der Beton vor der eingebunden Grundplatte ausbricht – versagt, jedoch noch Reserven bis zum Gesamtversagen des Einbauteiles vorhanden sind. Die geplante Nutzung und das zugrunde liegende Sicher-

heitskonzept entscheiden darüber, inwieweit diese Gebrauchsgrenze überschritten werden kann und darf. Die Form und Steifigkeit des Dübels spielt in diesem Schritt noch keine Rolle.

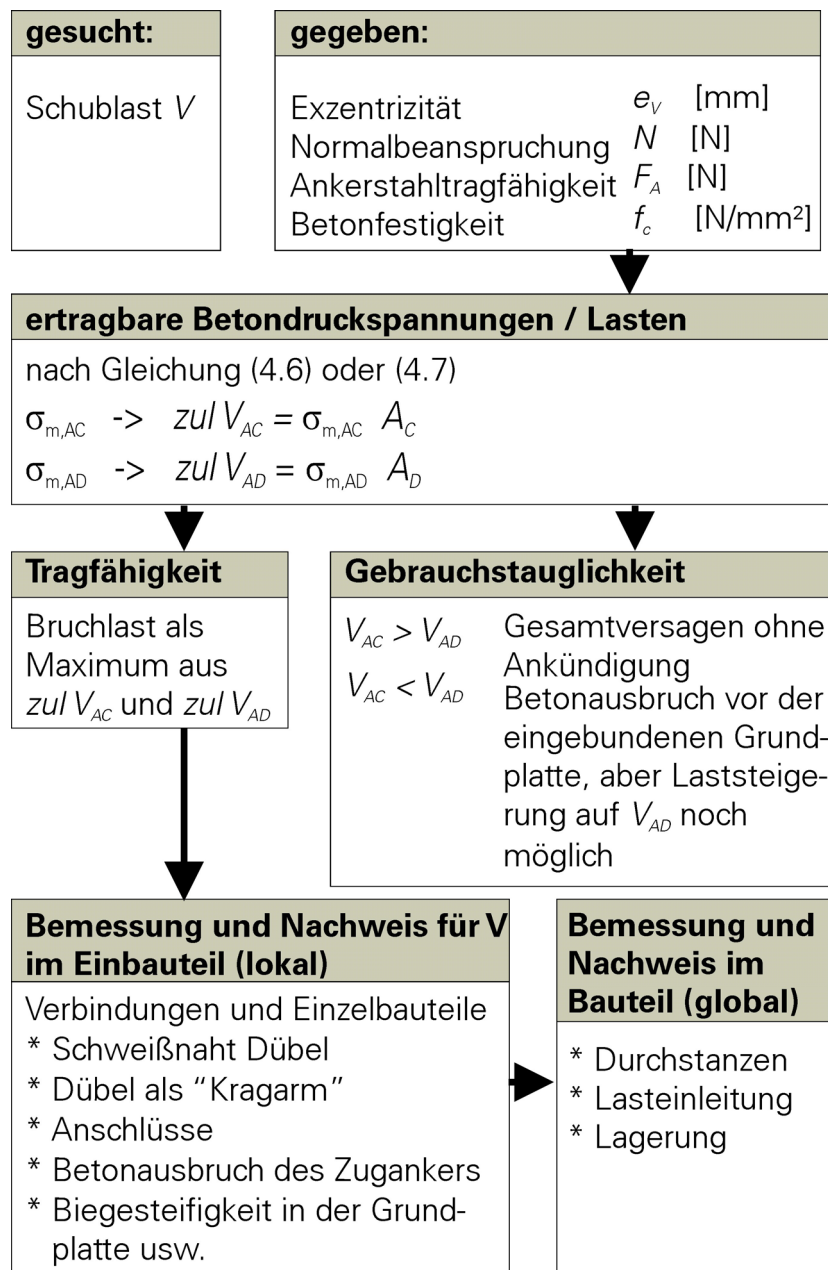


Bild 41: Ablaufdiagramm zur Nachrechnung der Versuche

Fig. 41: Schema of verification

Im Weiteren wird nun die Dimensionierung aller Einzelbauteile hinsichtlich eines lokalen Versagens geprüft. Im Fall des lokalen Versagens wird das entsprechende Einzelbauteil entsprechend verstärkt, oder die ertragbare Last  $V$  wird entsprechend reduziert. Das Einzelbauteil ist dann für das Gesamtversagen ursächlich. Diese Reduk-



tion darf linear erfolgen. Praktisch wird hier gewählt, welches Bauteil das Versagen einleiten soll.

Es empfiehlt sich, in einem ersten Schritt den Zuganker nachzuweisen. Hierbei kann vor der Stirnseite der eingebundenen Grundplatte und vor dem Dübel näherungsweise, beziehungsweise auf der sicheren Seite liegend, eine rechteckförmige Spannungsverteilung zugrunde gelegt werden. Näheres hierzu wird unter dem Nachweis der Dübel beschrieben. Der Zuganker ist dann sowohl auf Stahlversagen (lediglich Normalzug) und auf Ankerausbruch nachzuweisen.

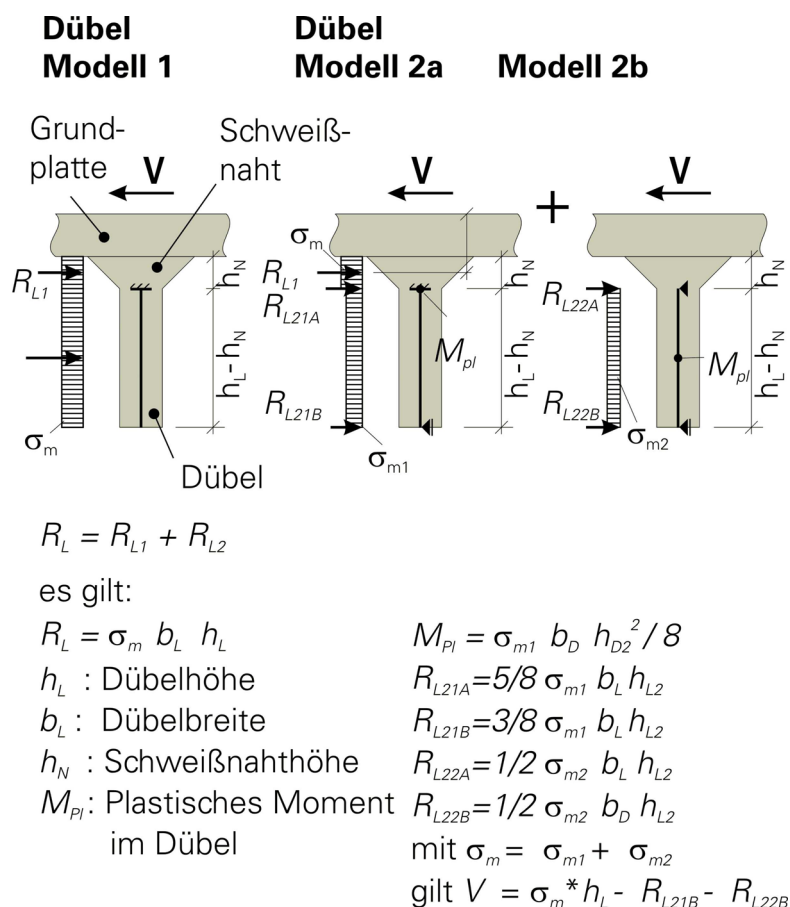


Bild 42: Kräfte und Bezeichnungen am Dübel

Fig. 42: Forces and denotation at the lug

Zuletzt ist der Dübel selbst nachzuweisen. Hierbei kann der Nachweis getrennt für ein Abscheren und ein Abbiegen beziehungsweise eine Plastifizierung mit anschließender Rotation geführt werden. Für die Plastifizierung kann immer angesetzt werden, dass dieser Rotationspunkt mit der Schweißnahtwurzel im Dübel zusammenfällt. In diese Nachweise gehen natürlich sowohl die Dübelform und hiermit ihre Steifigkeit als auch die Materialparameter des Stahls ein. Ein erster Ansatz für diesen Nachweis ist, den Dübel als Kragarmmodell aufzufassen, siehe Bild 42. Bei der Nach-

rechnung der Versuche führt dieser einfache Ansatz aber für alle weichen Flachblechdübel zu wesentlich geringeren aufnehmbaren Lasten  $V$ . Das heißt, das Kragarmmodell als Grundlage für die Dübelbemessung oder den Dübelnachweis liefert zu ungünstige Ergebnisse.

Dies kann damit erklärt werden, dass dem Kragarmmodell eine freie Durchbiegung eben dieses Kragarmes zugrunde gelegt wird, die aber bei den untersuchten Versuchskörpern nicht gegeben ist, da die Dübel vollständig von Beton umgeben sind. Wenn sich somit eine Durchbiegung am Dübelfuß einstellt, die annähernd die gleiche Größenordnung erreicht wie die Verschiebung des Einbauteils über dem Dübel (Messwerte  $w_4$ , über dem Zuganker gemessen), so ändert sich das statische System des Dübels vom Kragarm (Modell 1) zum Einfeldträger mit einseitiger Einspannung (Modell 2, Bild 42) – er liegt hinten unten an.

Für dieses Systemmodell kann dann eine Nachweisführung mit Fließgelenkbildung, also eine plastische Nachweisführung gewählt werden. Modell 2a wird dann solange beibehalten, bis das Einspannmoment das plastische Moment im Stahl erreicht, sich also das erste Fließgelenk bildet. Weitere Last kann dann vom Dübel als Einfeldträger übernommen werden (Modell 2b, Bild 42), bis auch dieser in Feldmitte plastifiziert. Weitere Betrachtungen zur plastischen Lastabtragung im Dübel bringen keinen nennenswerten Gewinn mehr, da der Anteil der im Dübelfuß übertragenen Last immer größer wird, dieser aber nicht mehr zur Aufnahme der äußeren Beanspruchung  $V$  zur Verfügung steht, sondern direkt mit der Druckresultierenden  $R_D$  vor dem Dübel in Verbindung steht. Der Schwerpunkt der Lastübertragung vor dem Dübel wird hierbei allerdings deutlich nach oben geschoben, siehe Bild 42.

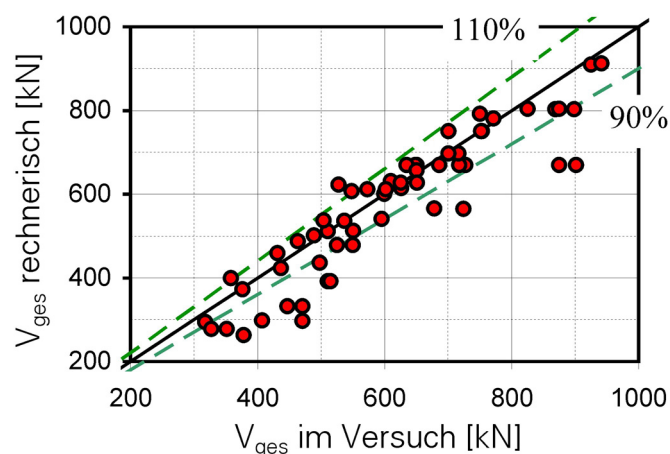


Bild 43: Erreichte Übereinstimmung Modell und Versuch

Fig. 43: Achieved Agreement model and test

Diese Form des Nachweise hat den Vorteil, dass nicht mit reduzierten Einbindetiefen der Dübel in Abhängigkeit von deren Steifigkeit gearbeitet werden muss, sondern dass bei gleich bleibend angesetzter Betondruckspannung die im Einbauteil übertragene Lastkomponente infolge statischer Systemwechsel reduziert wird. Eine Nachrechnung der Versuche mit diesem Modell führt zu recht brauchbaren Ergebnissen. Im Allgemeinen werden die Versuchslasten eher auf der sicheren Seite unterschätzt. Die Mehrzahl der Versuche fällt dabei in einen Bereich, indem die im Versuch ermittelte Traglast mit 10 % Toleranz getroffen wird, siehe Bild 43. Das Ausnutzen dieser Dübelbemessung führt aber immer zu großen Verformungen des Einbauteiles und damit zur Betonabplatzung vor der Stirn. Bei sehr großen Dübeleinbindetiefen verbunden mit kleinen Dübelbiegesteifigkeiten kann diese Bemessungsform aber nicht mehr angewandt werden, da sie die Verformungen im Einbauteil nicht berücksichtigt.

Hiermit ist die lokale Lasteinleitung in das Bauteil nachgewiesen. Eine sichere Lastabtragung auf die Auflager muss natürlich auch noch sichergestellt werden. Hierzu gehört auch die Untersuchung eines möglichen „Durchstanzens“ des Einbauteiles. Dieser Fall ist nicht so abwegig. Die hohen übertragbaren Lasten in der Verankerung selber führen leicht zu Überbeanspruchungen in sonst unkritischen Bereichen des Gesamttragwerkes, wie dies die vollständige Zerstörung einiger Versuchskörper gezeigt hat. Bei diesen schwach bewehrten Massenbauteilen tritt in Verbindung mit steifen Dübeln und hohen Betonfestigkeiten eben dieses Versagen der Auflager ein, siehe Bild 44.



Bild 44: Versagen der Auflager beim Versuch

Fig. 44: Failure of the supports during the test

## 4.7 FAZIT UND PROBLEME DER VERSUCHSAUSWERTUNG

Die bisher vorgestellten Ergebnisse konnten aus der Versuchsauswertung entnommen werden. Dies ist ausführlicher im Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben – CURBACH [12] – dargestellt. Jedoch ist es nicht gelungen, im Versuch die Vorgänge im Bauteilinneren, also im Probekörper an den Bruchflächen, visuell zugänglich zu machen, oder zumindest die Vorgänge hier beobachten zu können. Die Auswertung der Bruchkörper liefert nur bedingt Informationen über die Verformungsgeschichte und den Zerstörungsbereich, die beide zum Verstehen der Vorgänge unabdingbar sind. So konnten die Betondruckspannungen vor den lastübertragenden Bauteilen nicht gemessen werden. Dehnungen an der Betonoberfläche geben zwar Anhaltswerte, können aber ebenfalls nicht die interessanten Bereiche erschließen. Die Beobachtung der Ankerzugkraft über die Messung der Verschiebung (Anhebung) des Einbauteiles direkt über dem Zuganker ist nicht aufschlussreich, da sich hier mehrere Effekte überlagern, deren Einzelanteile nicht bekannt sind. Genannt seien beispielsweise das beobachtete Verbundverhalten über den Ankerschaft, sichtbar in  $v_4$ . Dieses setzt sich zusammen aus der Zugankerverlängerung inklusiv etwaiger Verbundeigenschaften, der Kopfpunktverschiebung am Ankerkopf infolge sehr hoher Betonpressungen und einer mehr globalen Betonkörperverschiebung. Letztere wird messtechnisch weitestgehend eliminiert, die Einzelgrößen der beiden anderen Einflüsse können aber nur geschätzt werden.

Die Untersuchung dieser Mechanismen sowie die Abklärung weiterer Unzulänglichkeiten des Versuchsprogrammes muss anderen Verfahren – z.B. einer FE-Analyse – übertragen werden. Insbesondere sollten diese Verfahren es ermöglichen, folgenden Kritikpunkten am Versuchsprogramm Antworten und Lösungen gegenüberzustellen.

Kritisch zu beleuchtende Fragestellungen:

- Nicht alle Einflussparameter konnten aufgrund des versuchstechnischen Aufwandes im sinnvoll erscheinenden Umfang variiert werden.
- Die 2 untersuchten Dübelsteifigkeiten (Flachblech- und Kastendübel) stellen mit den steifen Kastendübeln sicher den oberen Grenzwert der Steifigkeit dar. Somit wird in den Versuchen eigentlich keine Variation der Dübelsteifigkeit vorgenommen, eine feiner abgestufte Variation der Dübelsteifigkeiten bleibt der FE-Simulation vorbehalten.
- Die Ankereinbindetiefe wurde mit 20 cm und 30 cm nicht in einem relevanten Bereich variiert. Vielmehr unterstreicht diese Wahl, dass der Anker als nicht versagend angesehen wird und der Ankerausbruchkörper den gesamten lastübertragenden Betonbereich vor dem Dübel einschließen soll, ohne diesen zu durchdringen und damit zu stören. Gemeint ist hier der praktisch wirksame Ankerausbruchkörper, nicht der rechnerisch angesetzte 45°-Körper, sei er nun

als Kegel oder Pyramide ausgebildet. Da das Ausbruchverhalten der Anker aber hinreichend erforscht und bekannt ist (exemplarisch siehe ELIGEHAUSEN [43]), kann diese Wahl der Ausbildung der Einbauteile hingenommen werden.

- Die Grundplatteneinbindetiefe wurde nicht variiert. Damit fehlen wichtige versuchstechnische Erkenntnisse zum Tragverhalten und zu dem Bruchmechanismus vor der Stirnfläche der Grundplatte. Um diesen Punkt näher zu beleuchten, kann auf prinzipiell ähnliche Versuche mit eingebundenen Grundplatten, die von COOK [22][23][24] und ROTZ [78] durchgeführt wurden, zurückgegriffen werden. Leider kann zur Einarbeitung in dieses Vorhaben nur eine extrem kleine Anzahl von derartigen Versuchsergebnissen verwendet werden. Weitere Versuche sollen existieren, konnten/sollten bisher aber nicht übermittelt werden. Aufgrund der geringen Anzahl von Versuchen muss dieser Parameter der Lastabtragung mit einer FE-Untersuchung evaluiert werden, die stichprobenartigen Versuchsergebnisse dienen dann der Verifizierung.
- Die Verformungen im Dübel und im angrenzenden Beton können im Versuch nicht beobachtet werden. Lediglich die sichtbar bleibenden Anteile nach dem Bruch können aufgenommen werden. Hiermit kann die Verformungsgeschichte aber nur indirekt über die an der Oberfläche sichtbaren Verschiebungen im Einbauteil gedeutet werden. Den Verformungen kommt aber eine entscheidende Rolle in der Ausbildung des Tragverhaltens zu, wie oben gezeigt wurde. Somit müssen auch diese mittels der FE-Untersuchung erkundet werden.
- Die Versuche der Gruppen I und II wurden mit Druckankern vor den Dübeln ausgeführt. Damit entsteht eine Störung im Lastübertragungsbereich. Die Versuche der Serie 3 wurden dann ohne Druckanker und somit ohne diese Störung durchgeführt.
- Es wurden nur quasi starre Lasteinleitungen, also starr versteifte Grundplatten, getestet. Das Verhalten realer Grundplatten muss mittels FE-Untersuchung nachgebildet werden.
- Es konnten keine Dauerstandversuche durchgeführt werden. Dies lässt einige Fragestellungen zur Dauerlast unbeantwortet. Eine Aussage hierzu kann nur bedingt aus anderen Versuchen übertragen werden.
- Alle Prüfkörper wurden auf der „Seite liegend“ betoniert, dies sichert eine optimale Einbettung der Einlegeteile in den umgebenden Beton. Eine Analyse der Einflüsse von Fehlstellen ist aber nicht durchführbar und muss theoretischen Überlegungen überlassen werden.

Diese Fragestellungen sollen nun mit Hilfe der FE-Analyse beleuchtet und wenn möglich geklärt werden.

Ziel ist es, die Versuche mittels FEM nachzurechnen und anhand dieses FE-Modells in den Probekörper hineinschauen zu können, um so die Bruchvorgänge genauer analysieren zu können. Darüber hinaus soll das FE-Modell ein Hilfsmittel sein, um weitere Versuchswerte zu erzeugen und mit diesen ein einfaches Bemessungsverfahren abzuleiten.

Das weitere Vorgehen lässt sich in 2 Teile gliedern:

- Beobachten der Vorgänge im Beton
- Ableiten eines Bemessungsverfahrens

## **5 BETRACHTUNG DER LASTÜBERTRAGUNG IN DEN BETON**

—

### **BEANSPRUCHUNG DES BETONS VOR DEN LASTÜBERTRAGENDEN FLÄCHEN**

#### **5.1 GRUNDLAGE – FINITE ELEMENTE MODELL**

Die Nachrechnung der Versuche erfolgt mit dem Programmsystem ANSYS. Für die Beschreibung des Betonverhaltens im hoch beanspruchten Bereich vor den lastübertragenden Bauteilen und zur Berücksichtigung großer Verformungen im Bruchzustand ist es notwendig, zusätzliche Materialgesetze zu implementieren. Diese basierten anfänglich auf den Arbeiten von OTTOSEN [70], [71] und [72], und wurden später erweitert um die Ansätze nach DAHL [25].

Letztere stellen eine Vereinfachung des ersten Bruchkriteriums dar und führen die Beschreibung des Verformungsverhaltens ein. Weiterhin wird auf die Untersuchungen zur mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton nach CURBACH [10] und [19] sowie HAMPEL [49] Bezug genommen. Mit diesen Materialbeschreibungen soll vor allem das Verhalten der Einbauteile nach dem Ausfall der Lastübertragung vor der Stirnplatte simuliert und untersucht werden. Ansätze nach den Stoffgesetzen WILLIAM und WARNKE [90] führen im Programmsystem ANSYS nur bedingt zum Ziel. Das prinzipielle Verhalten der Einbauteile mit Schubdübeln kann anscheinend gut simuliert werden.

#### **5.2 MODELLIERUNG – ANSYS**

Für die Nachrechnung der Versuche wird der gesamte Versuchskörper als 3D-Modell unter Ausnutzung der Symmetrie abgebildet. Extrem hoch beansprucht ist lediglich ein kleiner Bereich vor den lastübertragenden Flächen des Einbauteiles, daher wird hier die Netzdichte erhöht. Ebenso wird lediglich in diesen Bereichen die Formulierung der Betongesetze nach OTTOSEN und DAHL angesetzt, um den Rechenaufwand auf erträgliche Maße zu reduzieren.

Bild 45 zeigt die typische Modellierung der Einbauteile. Die Lastübertragung vom Stahleinbauteil auf den Beton erfolgt über Kontaktelemente, in denen nach Bedarf auch Reibung berücksichtigt werden kann. Eine Querkraftübertragung zwischen dem Zugankerbolzen und dem umgebenden Beton wird wie oben begründet nicht unter-

sucht. Daher ist es ausreichend, den Zuganker nicht als Rundstab sondern als ad-äquaten Rechteckstab abzubilden. Im Wesentlichen wird von diesem Zuganker eine Zugkraft in Achsrichtung im Bereich des Ankerkopfs in den Beton eingetragen, die sich dann ausbreitet und somit wiederum den Querkraft übertragenden Betonbereich vor dem Schubdübel und der Stirnplatte beeinflusst. In der gewählten vereinfachten Form ist das Modell nur bedingt geeignet, den Betonausbruch eines zugbeanspruchten Kopfbolzendübels im Bruchzustand zu simulieren. Dies ist für das vorliegende Problem belanglos. Arbeiten zu diesem Einleitungsproblem werden am Institut von Prof. ELIGEHAUSEN, Universität Stuttgart, durchgeführt. Das Modell kann aber die untersuchte Lastübertragung vor dem Dübel und der Stirnplatte der Einbauteile gut beschreiben, solange das Zugankerversagen ausgeschlossen wird, welches nicht Gegenstand der Untersuchung ist. Eine genauere Darstellung der angesetzten Materialgesetze und die Realisierung findet sich im Anhang.

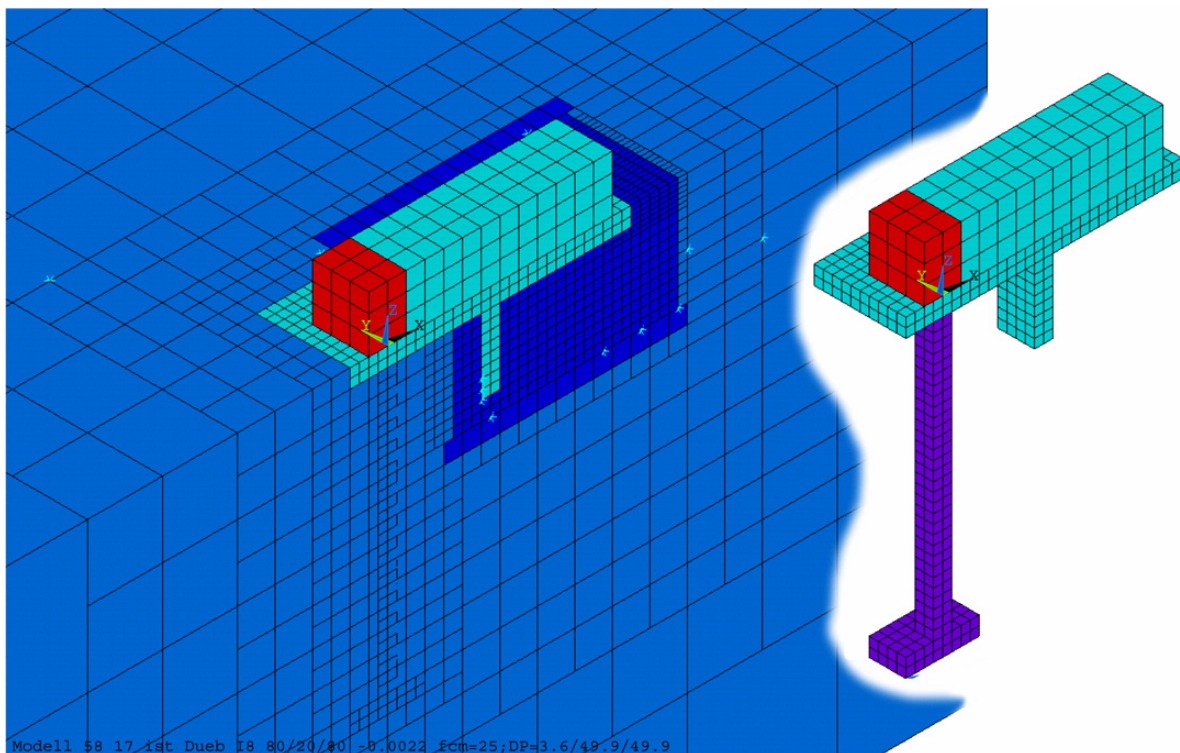


Bild 45: FE-Modellierung mit ANSYS unter Ausnutzung der Symmetrie

Fig. 45: FE-Model with ANSYS, usage of symmetry



### 5.3 DIE LASTÜBERTRAGUNG VOR DEM DÜBEL

Mit diesem Modell ist es nun möglich, eine Beobachtung im Probekörperinneren vorzunehmen. In Bild 46 ist die Kraftübertragung in den Kontaktflächen 1, 2 und 3 dargestellt. Die betrachteten Flächen befinden sich vor und hinter dem Dübel sowie vor der Stirnseite der Grundplatte. Die in der jeweiligen Kontaktfläche übertragenen Kräfte werden für die hervorgehobenen Punkte der Einbindetiefe dargestellt und beinhalten die Integration der Spannungen über die jeweilige Breite und Höhe der zugehörigen Lastübertragungsflächen. Es wird über die Breite der lastübertragenden Flächen integriert.

Die Entwicklung der Lastübertragung wird für einen verformungsgesteuerten Versuch gezeigt. Dargestellt sind hier Kräfte und nicht Spannungen. Die Kontaktspannungen der räumlichen FE-Berechnung mit ANSYS werden hierzu über die Breite des Dübels, bzw. der Stirnplatte integriert, und für bestimmte Tiefenlagen (-20 mm, -40 mm usw.) zu Kräften zusammengefasst. Dieses Integrationsverfahren erklärt auch, warum an den Dübelkanten die Kräfte nicht auf Null auslaufen. Die jeweils zu einer aufgeprägten Verschiebung  $u_x$  gehörenden Kräfte sind mit einer Linie verbunden. Der Lastabtrag und die Entwicklung des Lastabtrages bezogen auf die lastübertragenden Flächenbereiche „1“, „2“ und „3“ können hierbei deutlich abgelesen werden. Die Fläche „1“ bezeichnet hierbei die in den Beton eingelassene Stirnseite der Grundplatte. Die Flächen „2“ und „3“ bezeichnen die Flächen vor und hinter dem Dübel, siehe Bild 46. Mit der Abfolge der farbigen Linien, jeweils einen Verschiebungszustand bzw. Lastzustand repräsentierend, zeigt sich die Entwicklung der Lastübertragung in Quantität und Qualität.

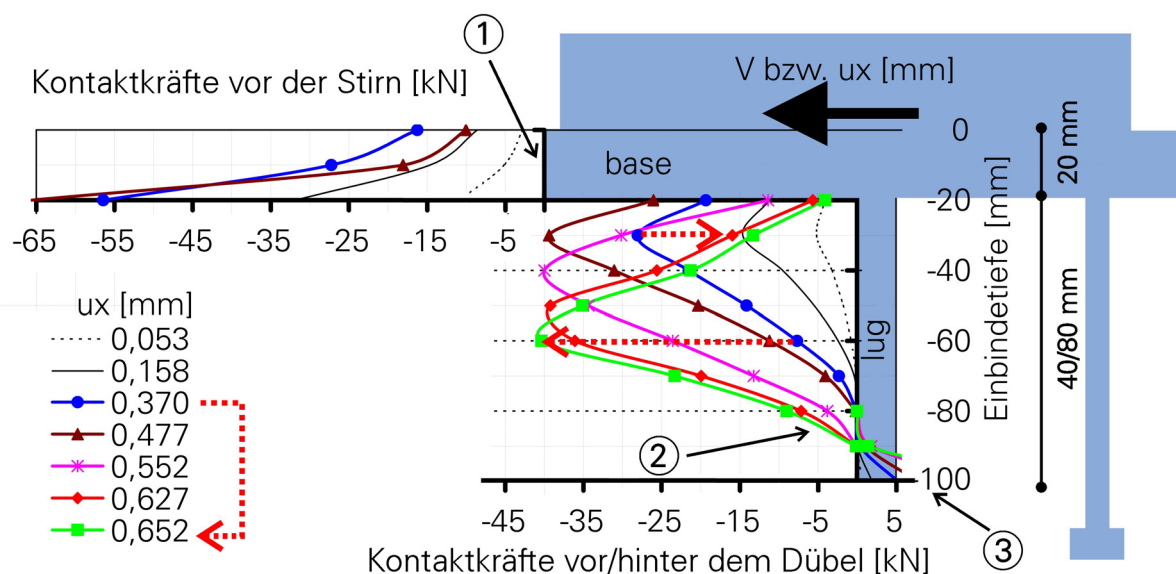


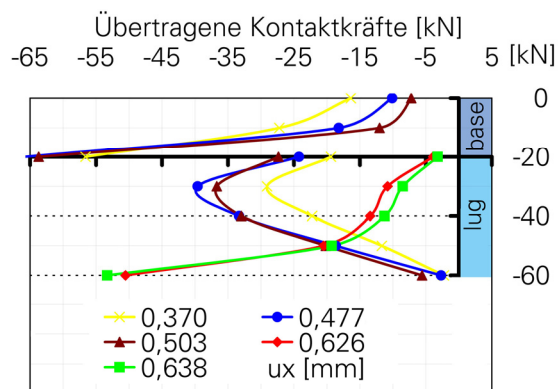
Bild 46: Darstellung der Kräfteverteilung vor den lastübertragenden Flächen

Fig. 46: Presentation of the distribution of forces in front of load transmitting faces

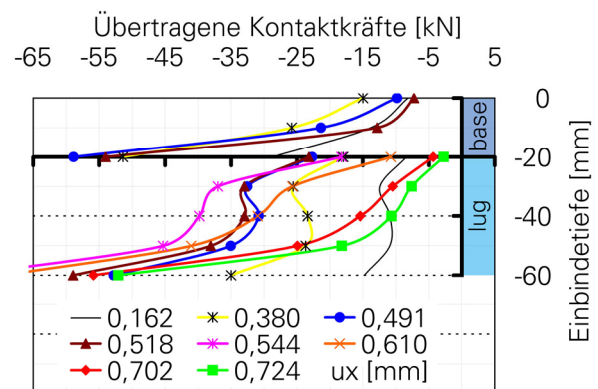
Bild 46 zeigt exemplarisch einen Flachblechdübel mit 8 cm Einbindetiefe, für den die Dübelverformung eine entscheidende Rolle spielt. Mit der Aufbringung und allmählichen Steigerung der Last, dargestellt sind  $u_x = 0,053$  mm und  $u_x = 0,158$  mm, nimmt die Beanspruchung in den Kontaktflächen zu. Mit der Laststufe  $u_x = 0,370$  mm – blaue Linie – erreicht die Lastübertragung in „1“ an der Oberfläche ihren maximalen Wert. Der Beton beginnt hier zu versagen, und die Lastübertragung geht im Weiteren entsprechend zurück. Die tieferen Regionen der Fläche „1“ können aber noch weiter beansprucht werden und die Last steigt hier entsprechend, dargestellt als braune Linie mit Dreiecken. Mit dieser Laststufe  $u_x = 0,477$  mm ist das Maximum in der Fläche „1“ erreicht, es kommt zum  $V_{ks}$  Versagen. Im Weiteren findet keine Lastübertragung vor der Stirn mehr statt. Die Linie  $u_x = 0,477$  mm stellt auch für die übertragbare Kraft vor dem Dübel bei  $t_e = -20$  mm das Maximum dar. Infolge der wachsenden Zugankerbeanspruchung wird das Einbauteil angehoben. Hierbei wird der vertikale Querdruck – infolge Dehnungsbehinderung vor dem Dübel – abgebaut, und der Beton versagt infolge eines zunehmenden Übergangs in einen eher einaxialen Spannungszustand. Hierbei wird der Schwerpunkt der Lastübertragung zunehmend in tiefere Schichten verlagert. Wird für  $u_x = 0,477$  mm bei  $t_e = -30$  mm eine Last von ca. 40 kN übertragen, so fällt dieser Wert für  $u_x = 0,652$  mm auf 13 kN. Gleichzeitig wird für  $u_x = 0,652$  mm und  $t_e = -60$  mm eine Last von ebenfalls ca. 40 kN erreicht. Infolge der tiefer wandernden Lastübertragung unterliegt der Dübel einer wachsenden Biegebeanspruchung. Trotz einer Gesamtverschiebung  $u_x$  in Lastrichtung, liegt er für  $t_e = -100$  mm an der Fläche „3“ an und überträgt eine nennenswerte Last. Infolge der Dübelbiegung entsteht eine zusätzliche Gleichgewichtslast in „3“ – Wirkungsrichtung wie  $V$  – die den Beton vor dem Dübel zusätzlich beansprucht. Die effektiv übertragene äußere Beanspruchung  $V$  wird faktisch abgebaut, da die vor dem Dübel und vor der Stirnseite übertragene Last nun der äußeren Beanspruchung und der hinter dem Dübel übertragenen Last entgegensteht. Da der Dübel im unteren Bereich an der hinteren Fläche „3“ anliegt, steht dieser untere Dübelbereich entsprechend nicht für eine Lastübertragung in „2“ – also vor dem Dübel – zur Verfügung. Ein kraftschlüssiges Anliegen sowohl vor als auch hinter dem Dübel ist nicht möglich. Die wirksame Einbindetiefe für eine Lastübertragung beschränkt sich somit auf den Bereich  $-20 \text{ mm} \leq t_e \leq -80$  bzw.  $-90$  mm.

Dieses prinzipielle Verhalten des „weichen“ 8-cm-Dübels wird im Bild 47 mit den 4 Varianten 4-cm-Dübel und 8-cm-Dübeln in „starrer“ und „weicher“ Ausführung verglichen. Zur Verdeutlichung und zu Vergleichszwecken ist das System aus Bild 46 nochmals als Bild 47 b) wiedergegeben. Beim System „weicher“ 4-cm-Dübel, siehe Bild 47 a), erkennt man das prinzipiell gleiche Verhalten, lediglich werden die Linien bei einer Einbindetiefe  $t_e = -60$  mm naturgemäß abgeschnitten. Es zeigt sich aber, dass der gesamte Dübel immer an der Lastabtragung beteiligt ist. Mit wachsendem Ausfall des Betons im oberen Bereich – infolge Abbaus der Querdehnungsbehinde-

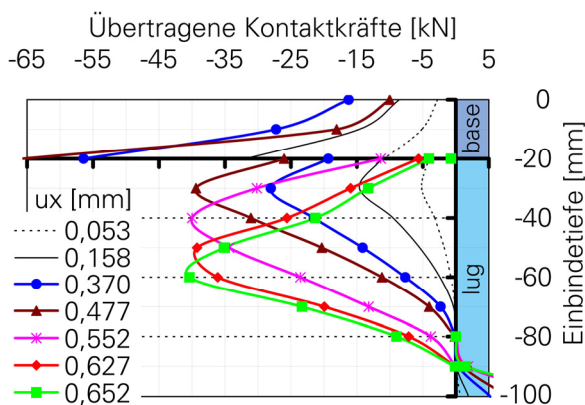
lung – konzentriert sich die Lastübertragung auf den unteren Bereich des Dübels. Für das System „starrer“ 4-cm-Dübel, siehe Bild 47 c), können schon bei kleinen Lastverschiebungen  $u_x$  große Lasten im unteren Dübelbereich übertragen werden. Der biegestarke Dübel entzieht sich nicht einer Lastübertragung in den unteren Bereichen durch Biegeverformungen. Der „starre“ 8-cm-Dübel, siehe Bild 47 d), folgt ebenfalls diesem Verhalten, jedoch werden hier die oberen Betonbereiche stärker beansprucht und versagen damit wieder schrittweise, wie für den „weichen“ 8-cm-Dübel beschrieben. Diese höhere Beanspruchung des oberen Betonbereichs ist hier jedoch nicht auf die Durchbiegung des Dübels zurückzuführen, sondern auf dessen Verdrehung. Infolge der Zugankerbeanspruchung wird das Einbauteil in seinem hinteren Bereich angehoben, womit dem Dübel diese Verdrehung über die Grundplatte aufgezwungen wird, und die effektive Verschiebung  $u_x$  mit wachsender Einbindetiefe abgebaut wird.



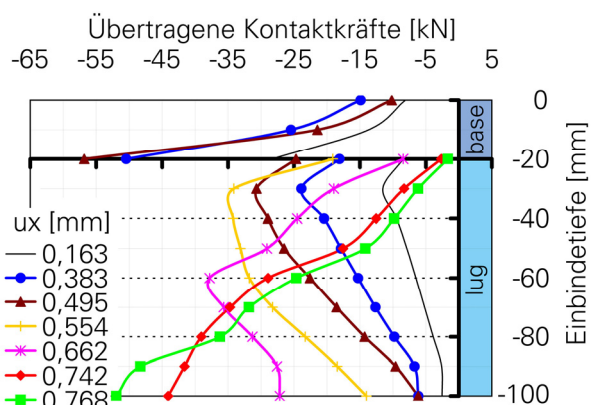
a) „weicher“ Dübel mit 4 cm Einbindetiefe



c) „starrer“ Dübel mit 4 cm Einbindetiefe



b) „weicher“ Dübel mit 8 cm Einbindetiefe



d) „starrer“ Dübel mit 8 cm Einbindetiefe

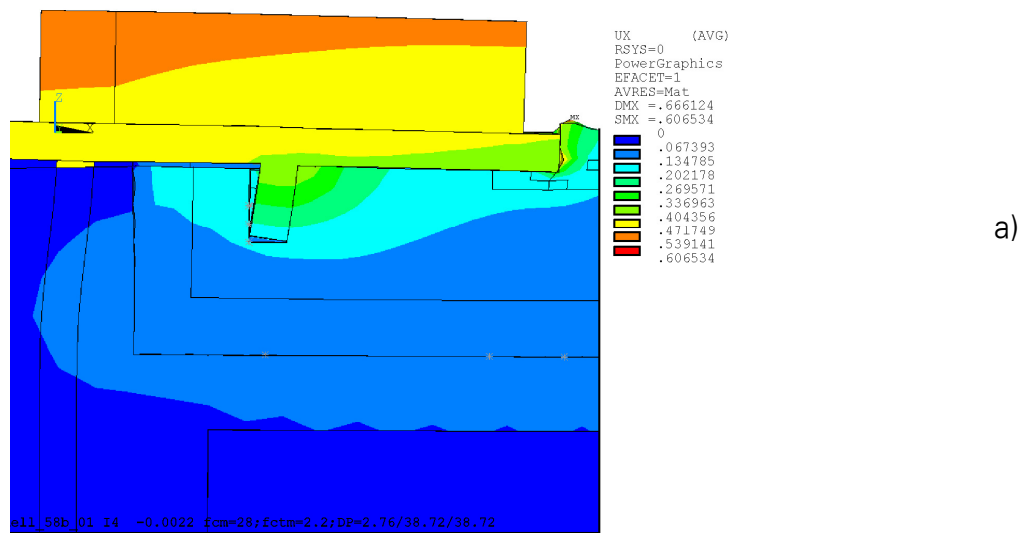
Bild 47: Vergleich der übertragenen Kontaktkräfte vor den lastübertragenden Flächen

Fig. 47: Comparison of the transmitted contact forces in front of load transmitting faces

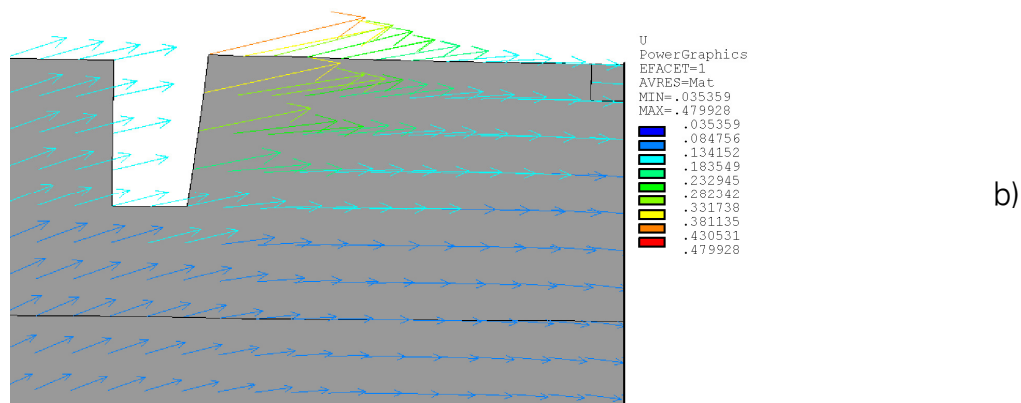
Die Lastübertragung ist also in hohem Maße davon abhängig, inwieweit der Beton vor der lastübertragenden Fläche diese Verformungen erträgt, bzw. inwieweit diese Verformungen die Querausdehnung des Betons behindern oder nicht, anders ausgedrückt, diesen unter mehraxialen Druckspannungen halten können oder nicht.

Im Weiteren sind Bilder für ein System mit 4-cm-Flachblechdübel – I4 im Bild 48 – und 8-cm-Flachblechdübel – I8 im Bild 49 – dargestellt, die die Betonverformungen und Betonbeanspruchungen verdeutlichen sollen. Das Einbauteil ist jeweils nur im Teilbild a) zusammen mit den Verschiebungen in horizontaler Richtung, was der Belastungsrichtung entspricht, dargestellt. Der Beton vor der Stirnplatte hat in beiden Fällen bereits versagt – Betondruckbruch – und ist ausgeworfen worden. Die größte Betonverschiebung findet im Zwickel zwischen Grundplatte und Dübel vor dem Dübel statt, hellgrüne Bereiche. Hinter dem Dübel hat sich der Beton in horizontaler und vertikaler Richtung vom Einbauteil gelöst. Vor dem Dübel wird der Beton derartig zusammengepresst, dass die entsprechende Querdehnung – hier Querstauchung – ausreicht, den Beton weiterhin an der Grundplatte anliegen zu lassen. Für das I4-System fällt die vertikale Anhebung mit dem 0,3fachen der horizontalen Verschiebung flacher aus als beim I8-System, das eine 0,375fache Anhebung aufweist. Der größere Wert der Anhebung ist auf die höhere Ausnutzung des Zugankers zurückzuführen, der diese Verformung maßgebend bestimmt. Interessanter ist der Blick auf die Hauptspannungen im jeweiligen Teilbild c). Für das I4-System mit der geringeren Anhebung ist die Hauptdruckspannung in dem Zwickel klar nach unten gerichtet, es herrscht also noch Querdruck. Im I8-System ist diese nur noch sehr leicht nach unten gerichtet, der Beton ist an der Grenze seiner Fähigkeit angekommen, der Grundplatte nach oben zu folgen. Die Dehnungsbehinderung durch die Grundplatte ist also schon fast abgebaut. Die Druckspannung in der dritten Richtung – vertikal – schlägt bald in eine Zugspannung um, und der Beton wird dann aufgrund dieser geänderten Spannungsverhältnisse versagen.

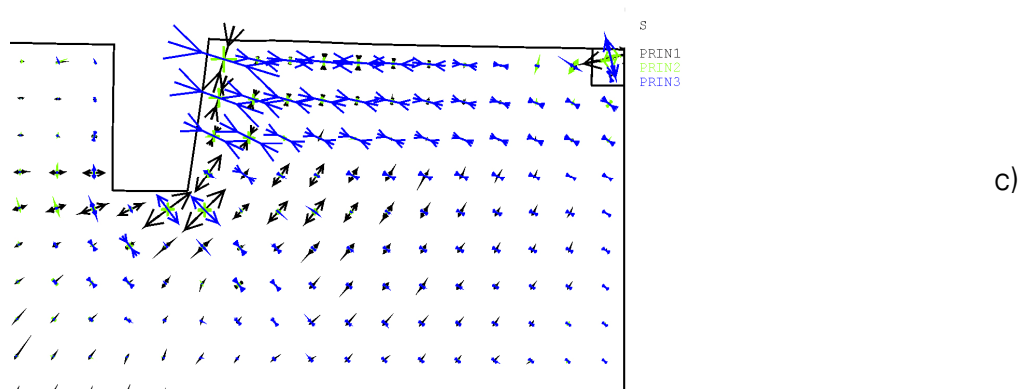
Hingewiesen werden soll auch auf das Verhalten der Spannungen in den tieferen Bereichen des Dübels. Beim I4-System – weicher Dübel mit 4 cm Einbindelänge – und beim I8-System – weicher Dübel mit 8 cm Einbindelänge – konzentriert sich die Lastübertragung ungefähr auf denselben Bereich, nämlich auf die ersten 3 cm, von oben gesehen. In den unteren Bereichen wechselt die Beanspruchung ihr Vorzeichen, wie oben beschrieben. Der Flachblechdübel ist also nicht in der Lage, die 8 cm Einbindetiefe auszunutzen.



a)



b)



c)

Bild 48: Verschiebungen und Trajektorien für ein System mit weichem 4-cm-Dübel

Fig. 48: Shifts and trajectories for a system with not rigid 4-cm-lug

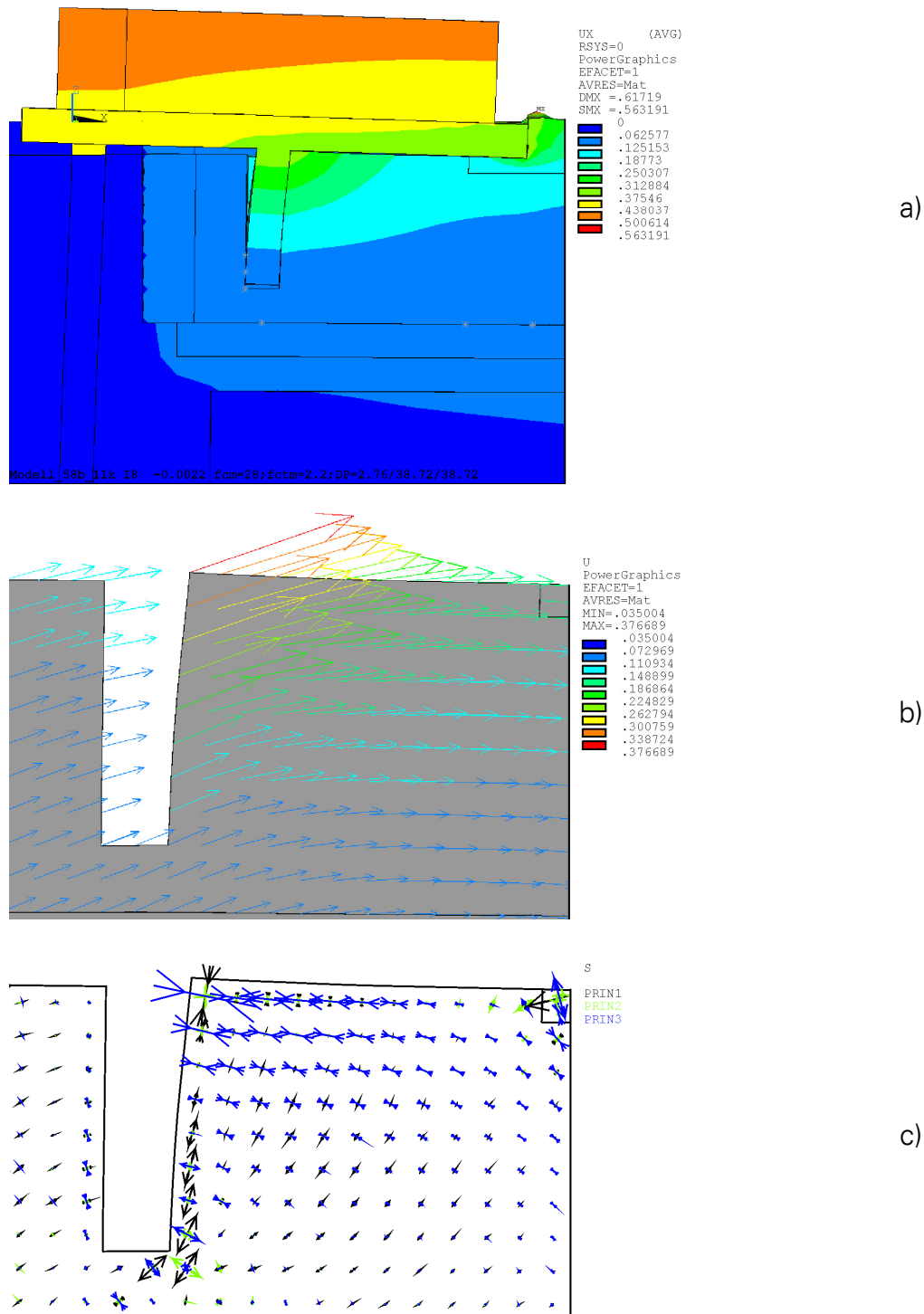


Bild 49: Verschiebungen und Trajektorien für ein System mit weichem 8-cm-Dübel

Fig. 49: Shifts and trajectories for a system with not rigid 8-cm-lug

Damit lassen sich die Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit der Dübelbefestigung zusammenfassen.

Die Kapazität der Lastübertragung wird bestimmt durch die Betonfestigkeit und die zur Lastübertragung zur Verfügung stehende Fläche. Im günstigsten Fall wird diese Fläche in ihrer Gesamtheit gleichmäßig gegen den Beton gepresst, also ergibt sich eine gleichmäßige Betonpressung. Entsteht eine Spitzenbeanspruchung infolge Durchbiegung oder Verdrehung des Dübels, tritt ein stufiges Versagen analog zum Reißverschlusseffekt ein. Eine Spitzenbeanspruchung kann aber auch durch eine lokale Schwächung des Materials erfolgen. Maßgebend ist hier der Abbau der Querdehnungsbehinderung infolge des Anhebens des Einbauteils.

Die Kapazität der Lastübertragung wird bestimmt durch:

- die Betonfestigkeit
- die Druckspannungsverteilung im Beton
- die zur Lastübertragung zur Verfügung stehende Fläche und damit die wirk-same Einbindetiefe des Dübels
- den Grad des Abbaues der Querdehnungsbehinderung durch Anheben des Einbauteiles infolge Zugankerdehnung oder äußerer Beanspruchung  $F$  oder  $M$  ( $V \cdot e_x$ )

Bis auf die Betonfestigkeit werden alle diese Faktoren maßgebend durch den Verformungszustand am Einbauteil bestimmt. Allerdings setzt sich dieser Verformungs-zustand wiederum aus verschiedenen Einflüssen zusammen. Maßgebend sind:

- hintere Anhebung des Einbauteiles infolge Zugankerdehnung
- hintere Anhebung des Einbauteiles infolge Zugankerkopfverschiebung
- die Dübelverformung, Durchbiegung, Verzerrung
- die Krümmung der Grundplatte, also der Dübelbasis

Jedes Bemessungsmodell muss somit von einer zulässigen Beanspruchung vor den lastübertragenden Bauteilen ausgehen. Mit dieser zulässigen Beanspruchung und der äußeren Beanspruchung erschließt sich der Beanspruchungszustand in der Befestigung. Die zu diesem Beanspruchungszustand gehörenden Verformungen in der Befestigung wiederum nehmen entscheidenden Einfluss auf die anfänglich ange-setzte zulässige Beanspruchung vor den lastübertragenden Bauteilen, indem sie die zulässigen Spannungen der Lastübertragung modifizieren. Dies geschieht sowohl hinsichtlich der Quantität als auch der Qualität, also der Verteilung der Spannungen.

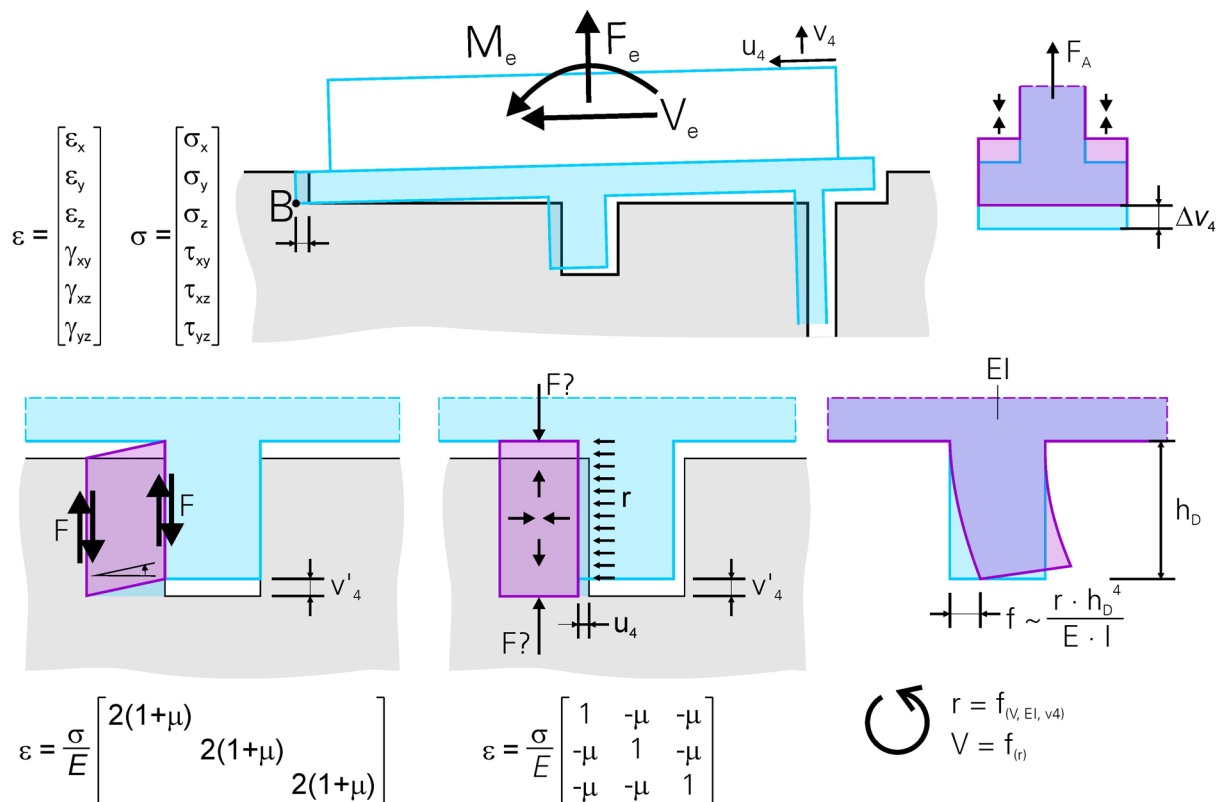


Bild 50: Einflüsse auf das Tragvermögen der Befestigungen

Fig. 50 Influences on the load-carrying-capacity of the fixings

Grundlegend für das Tragvermögen vor dem Dübel ist aber immer die herrschende Beanspruchung des Betons vor dem Dübel. In Bild 50 sind diese Einflüsse aus Verformungen, die diese zulässigen Spannungszustände für die Lastübertragung vor dem Dübel beeinflussen, zusammengefasst. Maßgebend ist wohl immer die Zugankerverformung. Diese nimmt Einfluss auf die zulässigen Spannungen vor dem Dübel indem sie direkt die Querdehnungsbehinderung und damit den angestrebten mehraxialen Druckspannungszustand steuert. Die Verbiegungen im Einbauteil sind hier wohl eher positiv zu betrachten, da sie in üblichen Auslegungen den Auswirkungen der Zugankerverlängerung im Dübelbereich entgegenwirken – Durchbiegung der Grundplatte in Feldmitte nach unten. Nicht unberücksichtigt bleiben dürfen die Verformungen des Dübels selbst. Hier ist wiederum die Dübelverbiegung maßgebend. Diese nimmt Einfluss darauf, in welchen Bereichen eine Lastübertragung stattfinden kann und in welchen der Dübel sich infolge Verformung einer Lastübertragung entzieht.

Das unter Kapitel 4.6.2 und 4.6.3 vorgestellte Bemessungsmodell erfasst diese gegenseitigen Einflüsse für die im Versuch verwendete Geometrie und die Steifig-



keitsverhältnisse der Einbauteile. Für ein allgemeines Bemessungsmodell muss der Einfluss der einzelnen Bauteile deutlich getrennt untersucht und angegeben werden.

Aufgrund der unterschiedlichen Verhältnisse für die Lastübertragung vor dem Dübel und vor der Grundplatte müssen diese getrennt betrachtet werden. Kommen beide Lastübertragungsarten gemeinsam zum Einsatz, so sind diese über die Verschiebung in Lastrichtung im Einbauteil zu koppeln.

Die Verformungen beeinflussen die Lastübertragung maßgebend. Somit müsste man sich ein Grundsystem ohne Verformungen ansehen. Leider können die Versuche keine Aussage zu dieser Fragestellung liefern. Versuche mit quasi steifem Anker konnten nicht durchgeführt werden. Das Versuchsprogramm zeigt auch keine Ansätze, dieses Problem lösen zu können.

Somit bleibt lediglich der Weg, die fehlenden Versuchsergebnisse über die Methode der Finiten Elemente zur Verfügung zu stellen. Das vorliegende Modell mit ANSYS und mit den modifizierten Materialgesetzen hat jedoch erhebliche Schwierigkeiten in der Stabilität der Berechnung im Bruchzustand und versagt auch auf einem erheblich zu geringen Lastniveau. Wenngleich die Ergebnisse zum Verformungsverhalten gut zu der prinzipiellen Beobachtung im Versuch passen, wird doch die Reduktion der übertragbaren Spannungen infolge von Verformungen rechentechnisch oder modellbedingt übertrieben. Dies findet zum Beispiel seinen Ausdruck in der Tatsache, dass für das oben vorgestellte I8-System eine effektive Lastübertragungshöhe von ca. 3 cm ermittelt wird, im Versuch aber Werte um 6 cm beobachtet werden.

Somit erscheint ANSYS ungeeignet – in der vorliegenden Form und mit den selbst eingearbeiteten Materialgesetzen –, das Problem der Schaffung unverformter Nullversuche zu lösen.



## **6 ERGÄNZUNG DER DATENBASIS MIT FEM – ATENA**

Im Wesentlichen wurde versucht, mit 2 FE-Programmen die Lösung der oben beschriebenen Probleme zu finden: ANSYS und ATENA.

Mit ANSYS konnten gute Ergebnisse zum Bruchverhalten gefunden werden, obwohl, oder gerade weil das Modell zu weich reagiert und nicht in der Lage ist, das Bruchniveau der Versuche rechentechnisch nachzubilden.

Weiterhin ist die Berechnung mit Ansys und dem 3D-Modell extrem zeitaufwendig, weshalb die Berechnung an einem 2D-Modell erfolgen soll, um eine Vielzahl von Rechnungen durchführen zu können.

Die im Programmsystem ATENA implementierten Stoffgesetze verhalten sich im Bruchbereich und Nachbruchbereich des Betons erheblich praxisgerechter, was hier bedeutet, dass die entsprechenden Standardversuche wesentlich besser nachgebildet werden können. Die oben beschriebenen Untersuchungen (am ANSYS-Modell) hätten sicher auch mit ATENA durchgeführt werden können, doch stand ATENA zu dem Zeitpunkt der ersten FEM-Untersuchungen nicht zur Verfügung. Mit der aktuellen Version von ATENA ist auch eine 3D-Modellierung des Problems möglich. Für die Bearbeitung des Problems stand aber nur die Vorgängerversion zur Verfügung. 3D war hier schon teilweise implementiert, aber in der Anwendung und Handhabung erschien diese Version den gestellten Forderungen nicht zu genügen. Das 2D-Modul jedoch schien aber ausreichend Kapazitäten zu bieten, das Problem der Nachrechnung zu lösen.

Geplant ist nun, die Berechnungen mit einem 2D-Programm durchzuführen und die Ergebnisse dann auf 3D zu erweitern.

### **6.1 ANWENDBARKEIT VON 2D**

Zuvor ist die Frage zu diskutieren, inwieweit ein 2dimensionales Modell unter Verwendung 2dimensionaler Materialgesetze für die Untersuchung des Versagens vor dem Dübel unter 3axialen Spannungszuständen anwendbar bzw. brauchbar ist.

Zu untersuchen sind das Verhalten des Betons vor der Stirnfläche (siehe *V1* in Bild 51) und dasjenige vor dem Dübel (siehe *V2* in Bild 51). *V1* unterscheidet sich von *V2* im Wesentlichen durch die geometrischen Randbedingungen. Im Bereich *V1* liegt ein freier Oberflächenrand, der – für geringe Einbindetiefen der Stirnplatte – lediglich einen 2axialen Spannungszustand zulässt. Im Bereich *V2* hingegen wird der Beton

einem 3axialen Spannungszustand ausgesetzt. Die Richtungen definieren sich hierbei wie folgt:

- Richtung 1 (X) in Lastrichtung  $V_{ex}$
- Richtung 3 (Z) in Lastrichtung  $F_{ex}$
- Richtung 2 (Y) Normal zu 1 und 3, senkrecht zur Lastebene

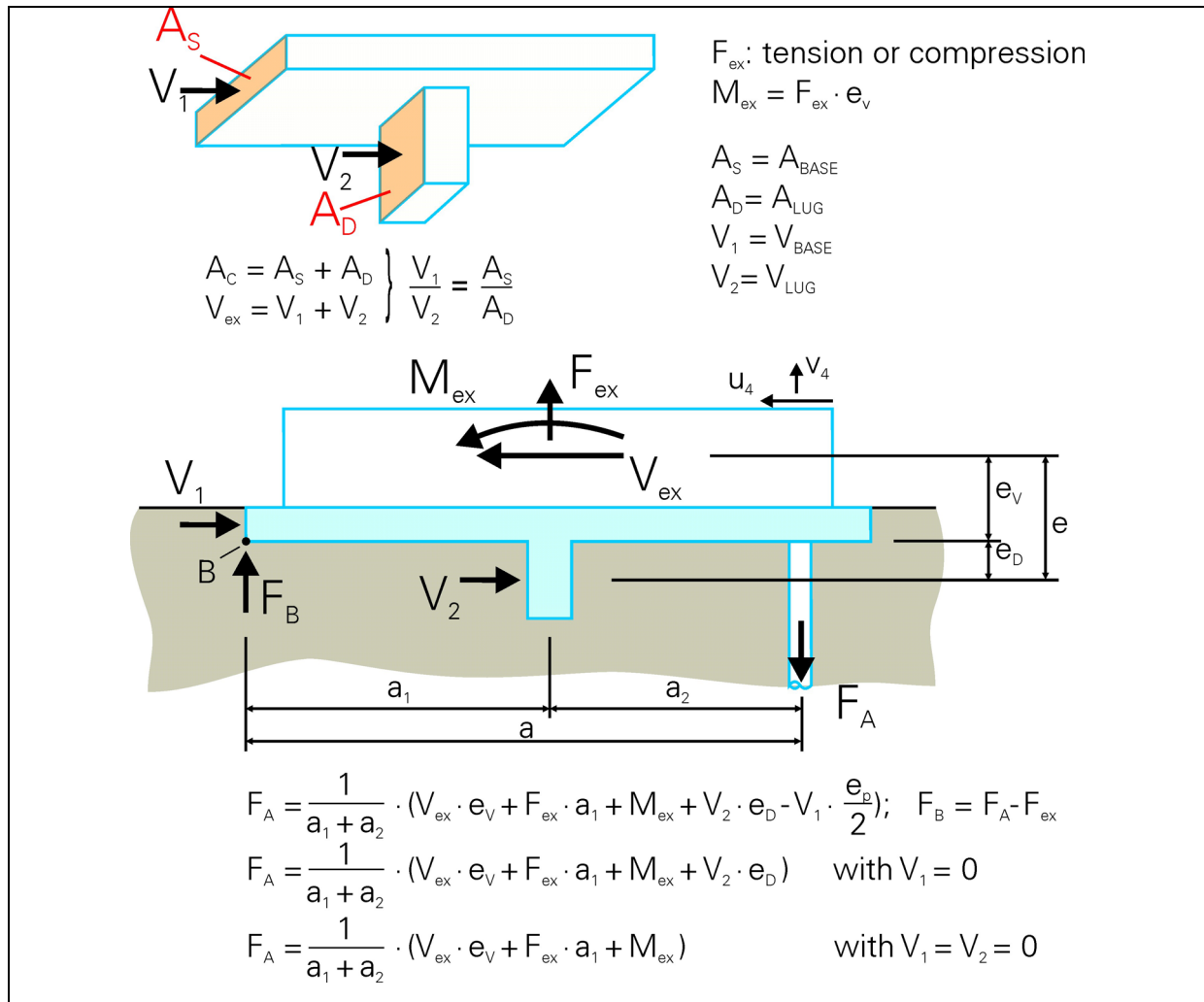


Bild 51: Definition

Fig. 51: Definition

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\mu & -\mu \\ -\mu & 1 & -\mu \\ -\mu & -\mu & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} + \frac{2 \cdot (1 + \mu)}{E} \begin{bmatrix} \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

Für die Hauptspannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  kann das Hook'sche Gesetz im dreidimensionalen Spannungszustand somit wie folgt ausgedrückt werden.

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_1 - \mu \cdot (\sigma_2 + \sigma_3)] \\ \varepsilon_2 &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_2 - \mu \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)] \\ \varepsilon_3 &= \frac{1}{E} \cdot [\sigma_3 - \mu \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)]\end{aligned}\tag{6.2}$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{E}{(1+\mu) \cdot (1-2 \cdot \mu)} [(1-\mu) \cdot \varepsilon_1 + \mu \cdot (\varepsilon_2 + \varepsilon_3)] \\ \sigma_2 &= \frac{E}{(1+\mu) \cdot (1-2 \cdot \mu)} [(1-\mu) \cdot \varepsilon_2 + \mu \cdot (\varepsilon_3 + \varepsilon_1)] \\ \sigma_3 &= \frac{E}{(1+\mu) \cdot (1-2 \cdot \mu)} [(1-\mu) \cdot \varepsilon_3 + \mu \cdot (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)]\end{aligned}\tag{6.3}$$

Im vorliegenden Anwendungsfall wird die Spannung  $\sigma_x$  direkt durch die Beanspruchung erzeugt. Die Spannungen  $\sigma_y$  und  $\sigma_z$  hingegen sind die Resultate der Dehnungsbehinderung in diesen Richtungen.

Setzt man die Dehnungen  $\varepsilon_z$  und  $\varepsilon_y$  zu 0, unterstellt also volle Dehnungsbehinderung, so erhält man die entsprechenden Spannungen in Y- und Z-Richtung zu:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \frac{E}{(1+\mu) \cdot (1-2 \cdot \mu)} [\mu \cdot (\varepsilon_x)] \\ \sigma_z &= \frac{E}{(1+\mu) \cdot (1-2 \cdot \mu)} [\mu \cdot (\varepsilon_x)]\end{aligned}\tag{6.4}$$

mit  $\varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_x - \mu \cdot (\sigma_y + \sigma_z)]$  erhält man näherungsweise

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \mu \cdot \sigma_x; & \sigma_y &= \sigma_x \cdot \left( \mu - \frac{\mu^3}{1-2 \cdot \mu - \mu^2 + 2 \cdot \mu^3} \right) \\ \sigma_z &= \mu \cdot \sigma_x; & \sigma_z &= \sigma_x \cdot \left( \mu - \frac{\mu^3}{1-2 \cdot \mu - \mu^2 + 2 \cdot \mu^3} \right)\end{aligned}\tag{6.5}$$

Für den Beton ist dann das Versagen abhängig vom Spannungszustand in allen 3 Hauptspannungsrichtungen. Allgemein wird eine Bruchkurve nach Bild 52, links, definiert, deren Ausbildung im Detail je nach gewähltem Modell variiert. An dieser Stelle soll es aber nur um das Prinzip gehen.

Für die hier zu untersuchende Lastabtragung vor dem Dübel und vor der Stirnfläche interessiert nur der Druck-Druck-Druck-Bereich.

Als Belastung wird eine Spannung in  $\sigma_1$ -Richtung aufgebracht, diese erzeugt immer eine Druckbeanspruchung und ändert ihr Vorzeichen nicht. Je nach Querdehnungsbehinderung entsteht in  $\sigma_2$ -Richtung, also vertikal vor dem Dübel ebenfalls eine

Druckspannung. Besteht keine Behinderung der Querdehnung, weil ein freier Rand vorliegt, oder das Einbauteil sich in diesem Bereich vom Beton gelöst hat, so wechselt diese Druckspannung ihr Vorzeichen. Für die Spannung in  $\sigma_3$ -Richtung kann immer eine Querdehnungsbehinderung unterstellt werden, da es sich um den massiven Betonblock beidseitig neben dem Dübel und auch der Stirn handelt. Eben diese  $\sigma_3$ -Richtung soll nun außer Acht gelassen werden, um eine 2D-Berechnung durchführen zu können.

Schneidet man nun für verschiedene Werte der dritten Spannung – also horizontal – durch die räumliche Bruchfläche, so erhält man 2dimensionale Bruchkurven für den Beton, wie ebenfalls in Bild 52 rechts, dargestellt. Die einzelnen Kurven weisen im Druck-Druck-Bereich eine hinreichende Ähnlichkeit auf, um den Gedanken nahe zu legen, lediglich die Bruchkurve für  $\sigma_3 = 0$  zu betrachten und die Kurven für  $\sigma_3 < 0$  durch einen Ähnlichkeitsfaktor zu berücksichtigen. Eine strenge Ähnlichkeit liegt zwar lediglich für kleine Werte von  $\sigma_3$  vor, jedoch ist die Ähnlichkeit auch für die betrachteten Werte  $\sigma_3$ , wie sie bei dieser Problemstellung untersucht werden, hinreichend. Weiterhin erscheint dieser Gedanke zulässig zu sein, da die Beanspruchung in  $\sigma_2$ -Richtung nicht unabhängig von der Hauptbeanspruchung ist, sondern, wie oben gezeigt, dieser zahlenmäßig – gebunden über die Querdehnzahl – folgt. Die mit dieser Vereinfachung ermittelten Bruchlasten sollten für den zu betrachtenden Bereich realitätsnahe bzw. eher auf der sicheren Seite liegende Bruchlasten liefern.

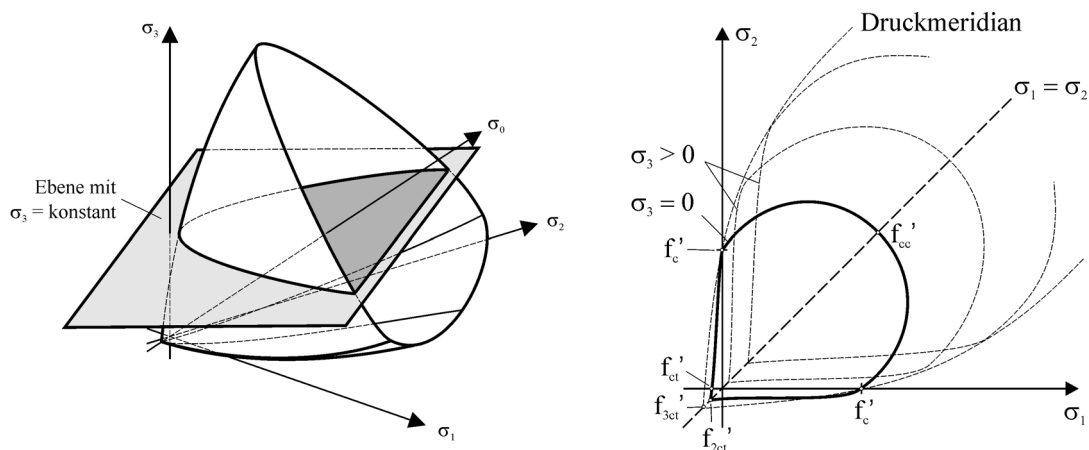


Bild 52: Räumliche Bruchkurve mit horizontalen Schnitten aus [21]

Fig. 52: Spatial break curve with level cuts

Aufgrund dieser Ähnlichkeit der Bruchkurven und den oben angestellten Betrachtungen erscheint es zulässig, die erforderlichen neuen Versuchswerte mit einem 2D-Stoffgesetz zu ermitteln. Der Vergleich der 2D-FE-Rechnung mit den Versuchen bestätigt ebenfalls diese Annahme.

## 6.2 ZUR ANWENDUNG VON ATENA

Ausgewählt und eingesetzt wird das Finite-Element-Programm ATENA von Cervenka Consulting [5][4]. Zur Zeit der Drucklegung ist die Version 3 aktuell, die Berechnung wurde noch mit der Version 2 durchgeführt. Verwendet wird Atena 2D, das eine komfortable grafische Oberfläche aufweist. Prinzipiell kann mit ATENAWIN auch in 3D gerechnet werden, in der Version 2 steht jedoch noch keine grafische Modellgenerierung zur Verfügung. Mit der Version 3 wird dieser Nachteil aufgehoben. Die 3D-Vergleichsberechnungen wurden daher mit Modellübernahme aus ANSYS durchgeführt und haben die gute Brauchbarkeit von ATENAWIN (Version 2) gezeigt, jedoch wird zugunsten des Aufwandes auf die Variante mit der Berechnung in 2D und anschließender Extrapolation in den 3D Raum gearbeitet.

In Atena stehen verschiedene Materialmodelle für Beton zur Verfügung. Auf der Materialseite fällt die Wahl auf das Material SBeta für zementgebundene Stoffe. Die Eingabewerte und Ansätze für einen Beton mit  $f_c = 28 \text{ N/mm}^2$  einaxialer Betondruckfestigkeit sind in Bild 54 exemplarisch wiedergegeben.

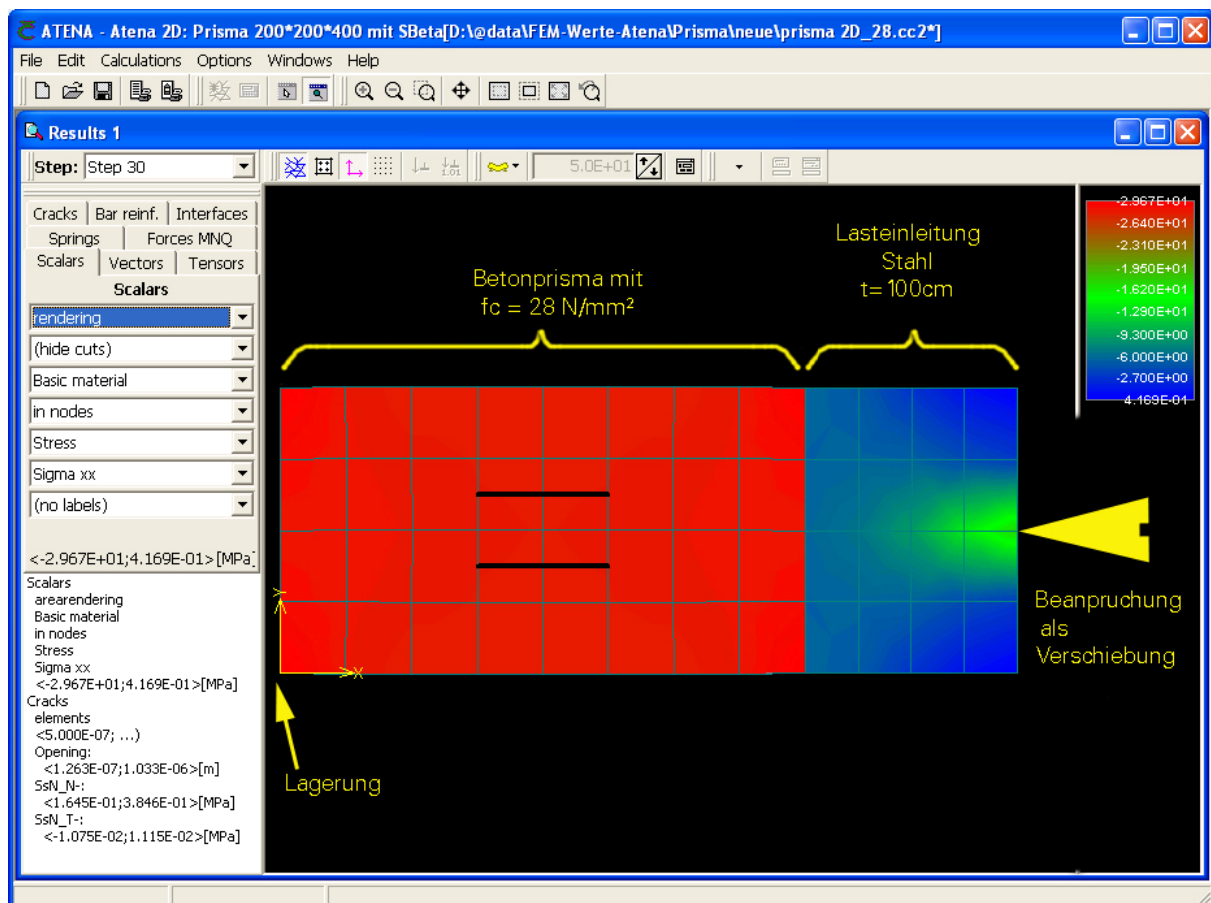


Bild 53: Kontrollberechnung eines Prisma mit ATENA

Fig. 53: Controlling calculation of a prism with ATENA

**Edit material #1:SBeta Material**

Name:

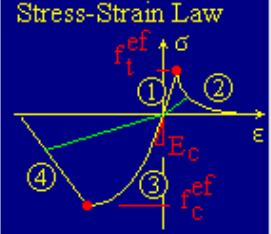
Basic | Tensile | Compressive | Shear | Miscellaneous

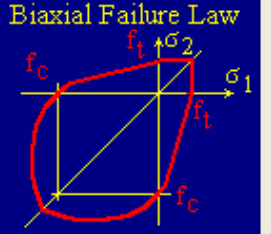
Elastic modulus  $E$ :  [MPa]

Poisson's ratio  $\mu$ :  [-]

Tensile strength  $f_t$ :  [MPa]

Compressive strength  $f_c$ :  [MPa]

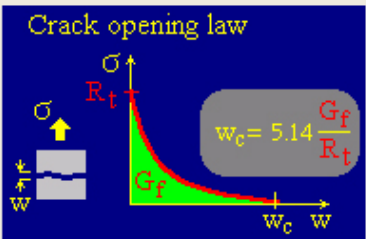
Stress-Strain Law 

Biaxial Failure Law 

Basic | Tensile | Compressive | Shear | Miscellaneous

Type of tension softening:

Specific fracture energy  $G_f$ :  [MJ/m]

Crack opening law 

Crack model:

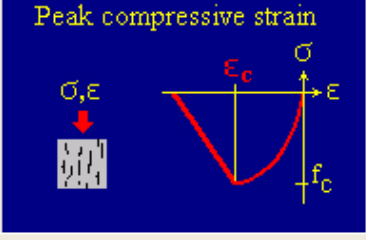
Basic | Tensile | Compressive | Shear | Miscellaneous

Compressive strain at compressive strength in the uniaxial compressive test  $\epsilon_c$ :  [-]

Reduction of compressive strength due to cracks:  [-]

Type of compression softening:

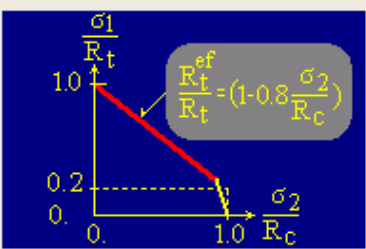
Critical compressive displacement  $w_d$ :  [m]

Peak compressive strain 

Basic | Tensile | Compressive | Shear | Miscellaneous

Shear retention factor:

Tension-compression interaction:



Material #:   $f_{cu} = 3.290E+01$  [MPa]

Bild 54: Einstellungen für SBeta für einen Beton mit  $f_c = 28 \text{ N/mm}^2$ Fig. 54: Attitudes for SBeta for a concrete with  $f_c = 28 \text{ N/mm}^2$ 

Zur Kontrolle und zur Beurteilung der Elementansätze werden mit diesem Material einaxiale Prismen im 2D-Modell nachgerechnet. Hier wird auch das prinzipielle Vorgehen für die Berechnung der Einbauteile erprobt.



Die Beanspruchung wird immer als Verschiebung schrittweise aufgebracht. Diese Verschiebung wird als Punktlast in einem einzigen Punkt appliziert, um in diesem Punkt auch die entsprechende Reaktionskraft, also Beanspruchungskraft zu erhalten. Um lokale Spannungsspitzen unschädlich aufnehmen zu können, wird dieser Last-einleitungsbereich verstärkt und praktisch als Stahlmaterial ausgebildet. Die auftretenden Spannungen in diesem Bereich interessieren für die Auswertung nicht. Da aber Elemente nicht einfach ausgeblendet werden können, werden die Spannungen in diesem Bereich optisch unterdrückt. Hierzu wird dieser Bereich mit erheblich größeren Dicken modelliert. (Die im 2D-Modell vorhandene Elementdicke dient lediglich dazu, aus der Beanspruchung eine Spannung zu erzeugen, indem durch diese Dicke dividiert wird.) Die größere Steifigkeit in diesem Bereich beeinflusst den untersuchten Bereich nicht.

Im Bild 53 ist ein Kontrollprisma im Bruchzustand – hier Lastschritt 30 – dargestellt. Die aufgebrachte Verschiebung entspricht einer Last von 1,125 MN, womit das Prisma eine mittlere Spannung von 28,125 N/mm<sup>2</sup> erfährt. Die Spitzenspannung im Modell beträgt 29,67 N/mm<sup>2</sup>. Da der Lasteinleitungsblock mit der 5fachen Stärke – also 1,0 m – eingegeben wurde, liegen hier die Spannungen nicht im Spitzenbereich und der Betonbereich vor dem Dübel und vor der Grundplatte kann anhand der Spannungsskala beobachtet werden.

Die so genannten Monitorpunkte zeigen den Fortschritt einer Rechnung sehr deutlich und können vorteilhaft zum einfachen Auswerten herangezogen werden. Hierzu empfiehlt es sich, 2 Punkte „unter“ der Lasteinleitung zu setzen. Im ersten wird die Verschiebung (displacement), im zweiten die herrschende Kraft (compact reaction) mitgeschrieben. Beide Punkte können allerdings nicht an einem identischen Ort liegen. Diese Beschränkung ist aber bedeutungslos, da sowieso immer der nächstgelegene Knoten ausgewertet wird.

Das Verhalten der verschiedenen verfügbaren Elementansätze soll anhand einer Nachrechnung des druckbeanspruchten Prismas mit 200 x 200 x 400 mm-für 3 Elementtypen verglichen werden. Dargestellt wird das Spannungs-Dehnungs-Verhalten für diese verschiedenen Element- und Materialansätze. Die Materialparameter und hauptsächlich die Bruchdehnung werden so angepasst, dass mit den Elementen CCQ10Sbeta und CCIsoQuad ein realer Versuch nachgebildet werden kann. Für das Element CCQ10 – grüne Linie – ergibt sich dann eine etwas größere Verformung. Zur Gegenüberstellung wird eine Rechnung mit der Bruchdehnung nach DIN 1045-1, Tabelle 9 – Line E2 – dargestellt, siehe Bild 55.

Das Bruchniveau kann für alle Varianten erreicht werden. Die Bruchstauchung fällt gemäß Eingabe geringer aus, als es in DIN 1045-1 zur Nachrechnung geregelt ist, was nicht weiter verwundert.

Verfügbare Elementtypen:

- CCQ10Sbeta
- CCIsoQuad
- CCQ10

Die Materialparameter der farbigen Linien werden als Standardwerte gewählt. Insgesamt verhalten sich die Prismen und später auch die Berechnungen am Einbauteil für das in Bild 54 dargestellte Materialgesetz praxisnäher – bezogen auf die Versuche – und werden daher im Weiteren angewendet. Es zeigt sich jedoch, dass damit die Verschiebungen zu gering berechnet werden, dies wird an geeigneter Stelle korrigiert.

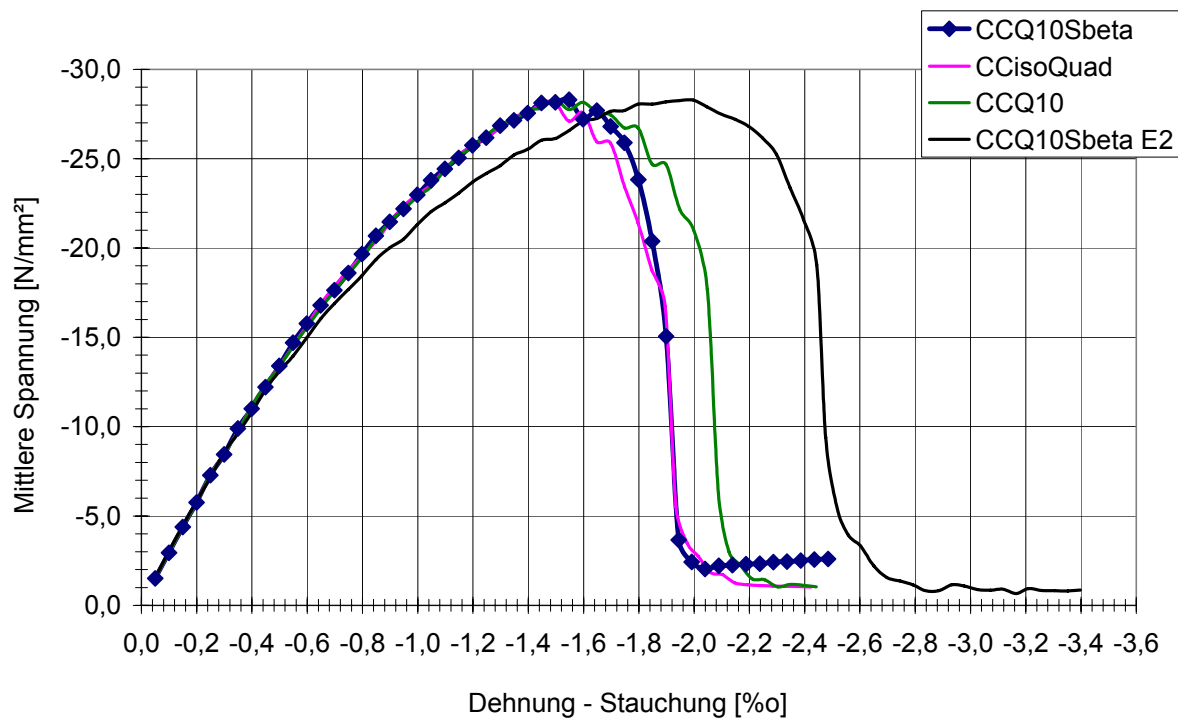


Bild 55: Vergleich der Rechenergebnisse für verschiedene Elementtypen bei der Prismen-nachrechnung

Fig. 55: Comparison of the results for different element-models at the prism example

### 6.3 LÖSUNG UND NACHRECHENVERFAHREN

An dieser Stelle soll die Herleitung des Rechenverfahrens zur Nachrechnung der Versuche und die Dimensionierung von Einbauteilen mit Schubdübel kurz vorgestellt werden. Einen umfassenden Überblick gibt die ausführliche Herleitung dann in den Anhängen.

- Herleitung am Modell LUG
- Herleitung am Modell BASE
- Kombination der Modelle

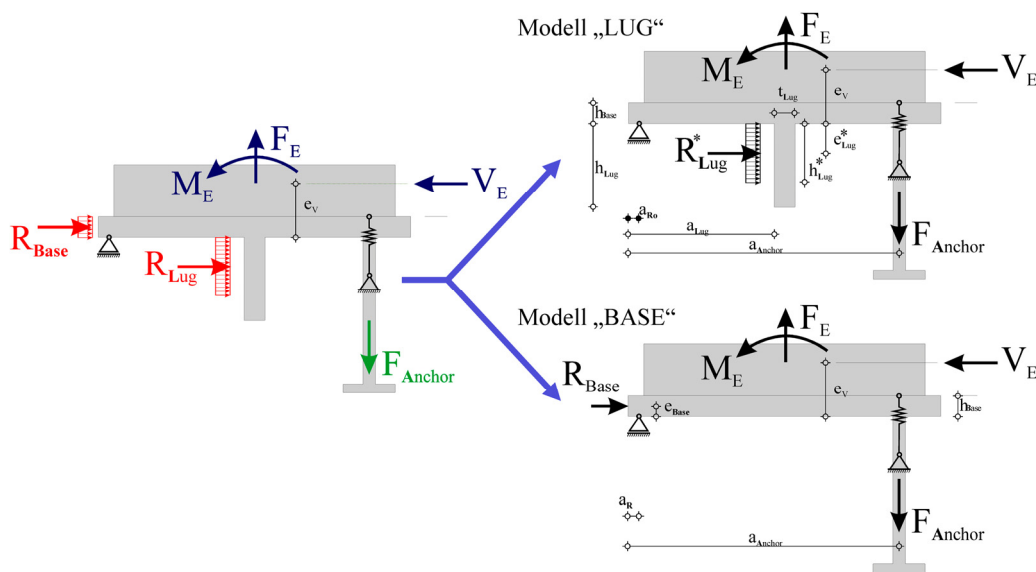


Bild 56: Aufspalten der Lastabtragung in die Modelle LUG und BASE

Fig. 56: Splitting of the load carrying behaviour into the models LUG and BASE

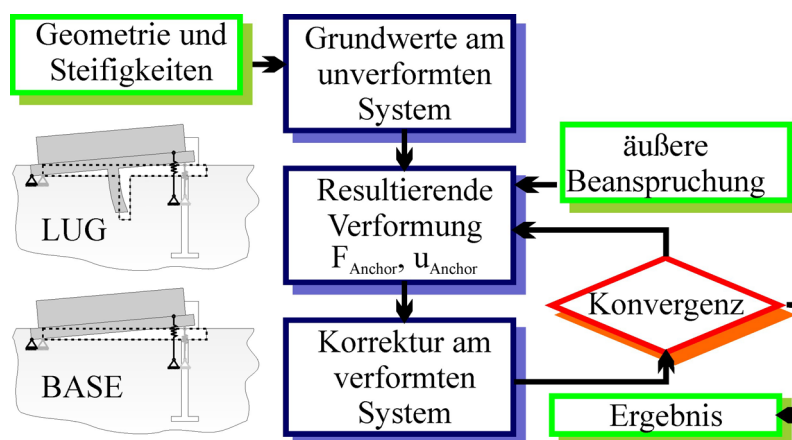


Bild 57: Ablaufdiagramm – Berechnung/Herleitung der Einzelmodelle

Fig. 57: Storyboard

In den Anhängen werden dann auch die Hintergründe erörtert, die Alternativen dargelegt und die zugrunde liegenden Daten dokumentiert. In der Hauptarbeit hingegen soll das Vorgehen nur kurz angerissen und die wichtigen Formeln dokumentiert werden. Das Anwenden der Formeln und der Ablauf der Berechnung werden im folgenden Kapitel 7 an den Beispielen der im Versuch verwendeten Einbauteile vorgeführt.

Die Entwicklung des Rechenmodells basiert auf 2 grundlegenden Annahmen:

- Rechentechnisch wird sie ermöglicht, indem das FE-Modell vom 3dimensionalen in den 2dimensionalen Raum transferiert wird. Hier werden die Gleichungen entwickelt und anschließend über einen Mehraxialfaktor wieder zurück in den 3dimensionalen Raum übertragen.
- Modellmäßig begreifbar werden die Zusammenhänge, indem das Einbauteil in die unterschiedlichen Lastübertragungsmechanismen aufgespalten wird. Diese Teilsysteme werden dann auf „unverformte“ Grundsysteme reduziert und anschließend eine verformungsbedingte Korrektur durchgeführt. Im letzten Schritt werden die Teilsysteme dann wieder zusammengeführt.

Zu betrachten sind hierbei das Modell LUG und das Modell BASE. Im folgenden Kapitel 7 wird gezeigt, wie die Formeln für Einbauteile, wie sie in den Versuchen verwendet wurden, angewendet werden. Das gleiche Prinzip wird auch verwendet, um die Formel zu entwickeln. Bild 56 zeigt das Aufspalten in die 2 prinzipiell möglichen Lastübertragungsarten. Das Modell LUG betrachtet die Lastübertragung vor dem Dübel, das Modell BASE die Lastübertragung vor der Stirnseite der Grundplatte.

Für jedes dieser beiden Modelle werden die Grundwerte am unverformten System ermittelt und dann in einem zweiten, iterativen Durchgang in Abhängigkeit von den Verformungen im Einbauteil korrigiert. Das allgemeine Schema der Berechnung und auch der Herleitung ist in Bild 57 dargestellt.

## 6.4 LUG – GRUNDWERTE UNENDLICH STEIFER ZUGANKER

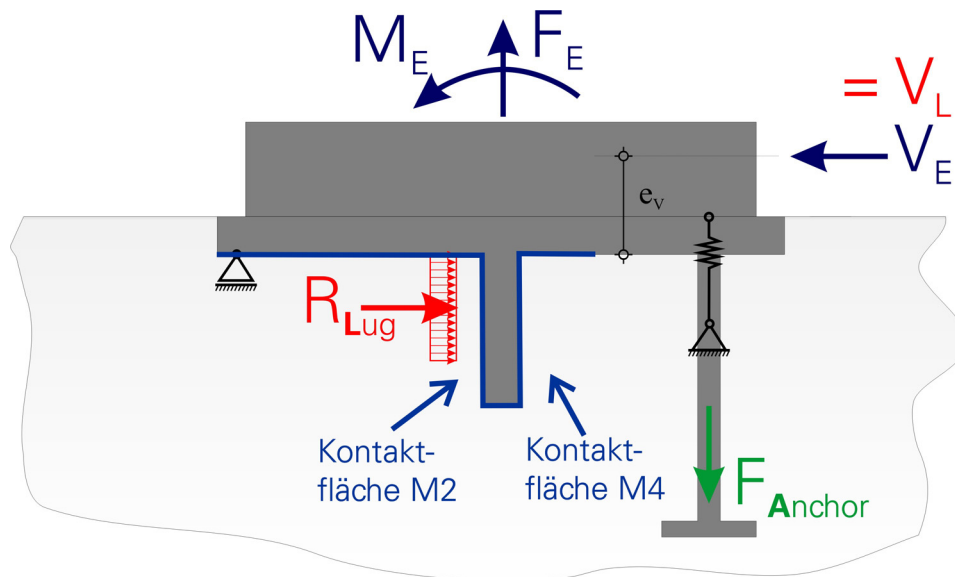


Bild 58: Modell LUG – Übersicht zur Lastübertragung

Fig. 58: Model LUG - scheme for the force transfer

### 6.4.1 MODELL UND PARAMETER

Untersucht wird die Lastübertragung vor dem Dübel. Zuerst wird das unverformte Grundmodell betrachtet, das heißt, die Verformungen aus der Ankerdehnung werden unterdrückt. Im Prinzip wird ein Modell mit unendlich steifem Zuganker betrachtet. Rechentechnisch ist es allerdings einfacher, das Modell „LUG“ horizontal verschiebbar zu lagern. Ein Stahlblock wird hierzu in Lastrichtung geführt und verformungsgesteuert gegen den Beton gefahren. Das heißt, als Belastung wird eine Verschiebung in Lastrichtung aufgebracht und die Reaktionskraft dann als Belastung  $V_E$  ausgewiesen. Bewegungsrichtung ist hierbei die X-Richtung. Die Lastübertragung findet lediglich in den Flächen „M2 und M4“, also vor und hinter dem Dübel statt. Alle Grenzflächen zwischen Beton und Stahleinbauteil sind als Kontaktflächen ohne Schubkraftübertragung modelliert. Die Kontaktflächen sind also nur mit einer normalen Steifigkeit versehen, tangentiale Kräfte werden nicht übertragen. Zum Einsatz kommt das Materialgesetz „2D Interface“ mit  $k_{nn} = 2E+08 \text{ MN/m}^3$  und  $k_{tt} = 10 \text{ MN/m}^3$ , für die normalen und tangentialen Steifigkeiten, alle anderen Parameter werden zu Null gesetzt.

Die Dübelverformungen, also auch die Dübelsteifigkeiten, sind Bestandteil dieses Modells. Die Bezeichnung „unverformt“ bezieht sich somit nur auf die durch den Zuganker maßgebend bestimmte Verkantung des Einbauteiles sowie auf die hier unterdrückte Verbiegung im Einbauteil, speziell hier in der Grundplatte. Zur Untersu-

chung der Lastübertragung vor dem Dübel wird ein monolithisch mit der Grundplatte verbundener Stahldübel verschiedener Steifigkeit und Einbindetiefe untersucht. Die Stahlfestigkeit wird im gesamten Einbauteil mit einem E-Modul von  $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$  angesetzt. Die Querdehnzahl beträgt  $\mu = 0.3$  und die Bruchspannung  $\sigma_y = 462\text{ N/mm}^2$  ohne Nachverfestigung.

Folglich kann es keine Verkantung des Stahlblocks geben, da dieser an der Oberseite horizontal geführt wird. Eine Verbiegung im Stahlblock selber ist nahezu ausgeschlossen. Als Einflussparameter werden somit nur die Dübeleinbindelänge und die Dübelsteifigkeit unter verschiedenen Betonfestigkeiten untersucht. Als Parameter ergeben sich:

- Dübeleinbindetiefe  $h$  mit 10, 20, 30, 40, 60, 80, 100 und 150 mm
- Dübelsteifigkeit über Stärke  $t$  mit 20, 40, 60 und 80 mm
- Betonfestigkeit  $f_c$  mit 28, 38 und 48 N/mm<sup>2</sup>

Zur Auswertung werden diese Parameter wie in Tabelle 4 dargestellt zu 96 systematischen einzelnen Berechnungen verknüpft. Flankiert werden diese durch ca. 25 weitere Tastversuche, um zum Beispiel den Einfluss der Betonfestigkeit näher untersuchen zu können. Damit ist eine ausreichende Datenbasis gegeben, um die Grundwerte der Lastübertragung am Dübel bestimmen zu können. Die Rechnungen werden systematisch nummeriert. Hierzu ist ein dreistelliger Code XYZ erforderlich:

- X steht für die Dübelstärke, also die Dübelsteifigkeit
  - 1 für  $t = 20\text{ mm}$
  - 2 für  $t = 40\text{ mm}$
  - 3 für  $t = 60\text{ mm}$
  - 4 für  $t = 80\text{ mm}$
- Y steht für die Betonfestigkeit
  - 1 für  $f_c = 28\text{ N/mm}^2$
  - 2 für  $f_c = 38\text{ N/mm}^2$
  - 3 für  $f_c = 48\text{ N/mm}^2$
- Z steht für die Dübellänge, also die Einbindetiefe
  - 1 für  $h_L = 10\text{ mm}$
  - 2 für  $h_L = 20\text{ mm}$
  - 3 für  $h_L = 30\text{ mm}$
  - 4 für  $h_L = 40\text{ mm}$
  - 5 für  $h_L = 60\text{ mm}$
  - 6 für  $h_L = 80\text{ mm}$
  - 7 für  $h_L = 100\text{ mm}$
  - 8 für  $h_L = 150\text{ mm}$

| Dübel                      | t = 20 mm |     |     | t = 40 mm |     |     | t = 60 mm |     |     | t = 80 mm |     |     |
|----------------------------|-----------|-----|-----|-----------|-----|-----|-----------|-----|-----|-----------|-----|-----|
| $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ] | 28        | 38  | 48  | 28        | 38  | 48  | 28        | 38  | 48  | 28        | 38  | 48  |
| <b>h = 10 mm</b>           | 111       | 121 | 131 | 211       | 221 | 231 | 311       | 321 | 331 | 411       | 421 | 431 |
| <b>h = 20 mm</b>           | 112       | 122 | 132 | 212       | 222 | 232 | 312       | 322 | 332 | 412       | 422 | 432 |
| <b>h = 30 mm</b>           | 113       | 123 | 133 | 213       | 223 | 233 | 313       | 323 | 333 | 413       | 423 | 433 |
| <b>h = 40 mm</b>           | 114       | 124 | 134 | 214       | 224 | 234 | 314       | 324 | 334 | 414       | 424 | 434 |
| <b>h = 60 mm</b>           | 115       | 125 | 135 | 215       | 225 | 235 | 315       | 325 | 335 | 415       | 425 | 435 |
| <b>h = 80 mm</b>           | 116       | 126 | 136 | 216       | 226 | 236 | 316       | 326 | 336 | 416       | 426 | 436 |
| <b>h = 100mm</b>           | 117       | 127 | 137 | 217       | 227 | 237 | 317       | 327 | 337 | 417       | 427 | 437 |
| <b>h = 150mm</b>           | 118       | 128 | 138 | 218       | 228 | 238 | 318       | 328 | 338 | 418       | 428 | 438 |

Tabelle 4: Benennung der Rechnungen

#### 6.4.2 LAGERUNG UND MODELLIERUNG

Das Betonsystem ist an der unteren und linken Betonkante in X- bzw. Y-Richtung gelagert. Die Beanspruchung wird verformungsgesteuert an der rechten Stahlkante in negativer X-Richtung punktweise aufgebracht. Belastet wird der Punkt [-15 cm; -1 cm]. In diesem Punkt wird dann auch die belastende Kraft als „Compact Reaction“ beobachtet. Für die Modelle mit steiferem Dübel und höherer Betonfestigkeit wird an dieser Belastungsstelle lokal ein höher fester Stahl eingesetzt, da der oben genannte hier durch die punktweise Belastung ins Fliesen gerät. Diese Systeme sind in der Wertetabelle farblich gekennzeichnet. Bild 59 zeigt die Modellierung und die Lagerungsbedingungen.

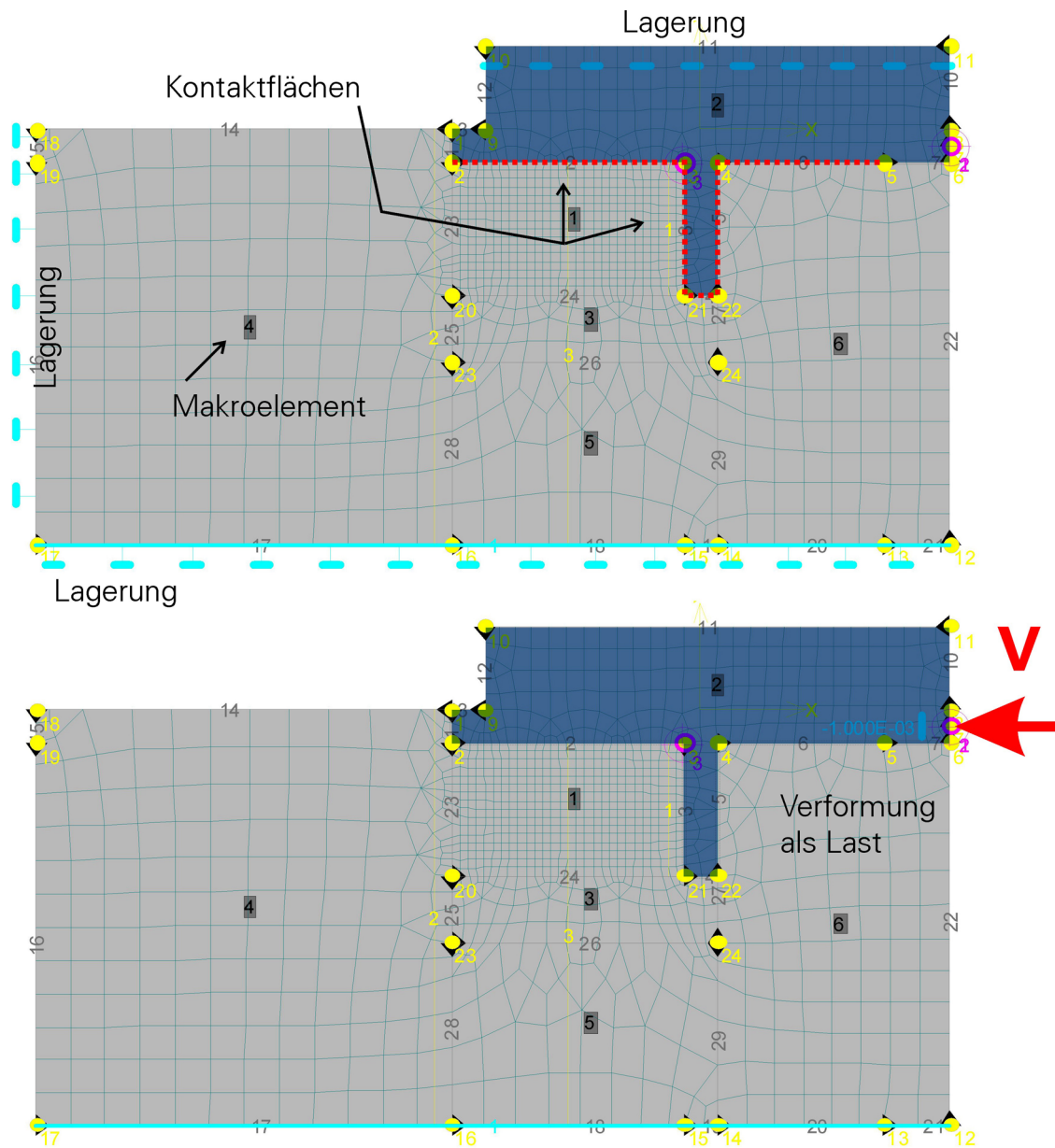


Bild 59: oben: System, Geometrie und Lagerung; unten: Belastung

Fig. 59: top: System, geometry and support; bottom: loading



### 6.4.3 ERGEBNISSE DER BERECHNUNG

Für die 20 mm starken Dübel sind die Ergebnisse der Berechnung in Tabelle 5 zusammengefasst. Stellt man alle Ergebnisse nach der erreichten Bruchlast  $V_{Dübel}$  dar und verbindet die zueinander gehörenden Werte mit Kurven, erhält man eine Darstellung nach Bild 60.

| Versuch   | $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ] | b [mm] | h [mm] | t [mm] | Last<br>$u_x$ [mm] | Beton vor Dübel |                |                                 |                      |
|---|----------------------------|--------|--------|--------|--------------------|-----------------|----------------|---------------------------------|----------------------|
|   |                            |        |        |        |                    | $u_x$ [mm]      | $V_{ges}$ [kN] | $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma_u / f_c$ [-] |
| $V_{ges,28}$ [kN] $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] |                            |        |        |        |                    |                 |                |                                 |                      |
| DübelH 111  | 28,0                       | 80     | 10     | 20     | 0,100              | 0,087           | 92,0           | 115,00                          | 4,11                 |
| DübelH 112  | 28,0                       | 80     | 20     | 20     | 0,160              | 0,139           | 155,2          | 97,00                           | 3,46                 |
| DübelH 113  | 28,0                       | 80     | 30     | 20     | 0,220              | 0,191           | 214,4          | 89,33                           | 3,19                 |
| DübelH 114  | 28,0                       | 80     | 40     | 20     | 0,280              | 0,243           | 266,4          | 83,25                           | 2,97                 |
| DübelH 115  | 28,0                       | 80     | 60     | 20     | 0,380              | 0,341           | 281,1          | 58,56                           | 2,09                 |
| DübelH 116  | 28,0                       | 80     | 80     | 20     | 0,380              |                 | 286,1          | 44,70                           | 1,60                 |
| DübelH 117  | 28,0                       | 80     | 100    | 20     | 0,400              | 0,359           | 298,5          | 37,31                           | 1,33                 |
| DübelH 118  | 28,0                       | 80     | 150    | 20     | 0,420              |                 | 308,5          | 25,71                           | 0,92                 |
| $V_{ges,38}$ [kN] $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] |                            |        |        |        |                    |                 |                |                                 |                      |
| DübelH 121  | 38,0                       | 80     | 10     | 20     | 0,120              | 0,103           | 123,8          | 154,75                          | 4,07                 |
| DübelH 122  | 38,0                       | 80     | 20     | 20     | 0,180              | 0,151           | 208,0          | 130,00                          | 3,42                 |
| DübelH 123  | 38,0                       | 80     | 30     | 20     | 0,260              | 0,220           | 290,9          | 121,21                          | 3,19                 |
| DübelH 124  | 38,0                       | 80     | 40     | 20     | 0,360              | 0,312           | 351,3          | 109,78                          | 2,89                 |
| DübelH 125  | 38,0                       | 80     | 60     | 20     | 0,400              | 0,351           | 353,1          | 73,56                           | 1,94                 |
| DübelH 126  | 38,0                       | 80     | 80     | 20     | 0,420              | 0,370           | 361,5          | 56,48                           | 1,49                 |
| DübelH 127  | 38,0                       | 80     | 100    | 20     | 0,440              | 0,388           | 376,0          | 47,00                           | 1,24                 |
| DübelH 128  | 38,0                       | 80     | 150    | 20     | 0,460              | 0,407           | 385,0          | 32,08                           | 0,84                 |
| $V_{ges}$ [kN] $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]    |                            |        |        |        |                    |                 |                |                                 |                      |
| DübelH 131  | 48,0                       | 80     | 10     | 20     | 0,140              | 0,118           | 154,5          | 193,13                          | 4,02                 |
| DübelH 132  | 48,0                       | 80     | 20     | 20     | 0,220              | 0,184           | 262,0          | 163,75                          | 3,41                 |
| DübelH 133  | 48,0                       | 80     | 30     | 20     | 0,300              | 0,251           | 358,9          | 149,54                          | 3,12                 |
| DübelH 134  | 48,0                       | 80     | 40     | 20     | 0,420              |                 | 428,9          | 134,03                          | 2,79                 |
| DübelH 135  | 48,0                       | 80     | 60     | 20     | 0,440              | 0,382           | 422,3          | 87,98                           | 1,83                 |
| DübelH 136  | 48,0                       | 80     | 80     | 20     | 0,460              |                 | 431,3          | 67,39                           | 1,40                 |
| DübelH 137  | 48,0                       | 80     | 100    | 20     | 0,480              | 0,418           | 447,2          | 55,90                           | 1,16                 |
| DübelH 138  | 48,0                       | 80     | 150    | 20     | 0,480              |                 | 454,3          | 37,86                           | 0,79                 |

Tabelle 5: Werte für 20 mm Dübelstärke

Aufgetragen über die Dübeleinbindetiefe  $h_D$  zeigt sich deutlich ein bilineares Anwachsen der Bruchlasten. Bis zu einer "Grenzeinbindetiefe" nimmt die aufnehmbare Beanspruchung  $V$  relativ stark mit wachsender Dübeleinbindetiefe zu. Überschreitet die Dübeleinbindetiefe  $h_D$  jedoch die "Grenzeinbindetiefe", so nimmt die aufnehmbare Beanspruchung  $V$  nur noch relativ gering zu. Diese "Grenzeinbindetiefe" ist abhängig von der vorhandenen Betonfestigkeit  $f_c$  und von der Dübelsteifigkeit, hier ausgedrückt über die Dübelstärke  $t$ . Eine gleichartige Darstellung kann auch mit Spannungen – dann Bruchspannungen – erzeugt werden.

### 6.4.3.1 GRUNDWERT LASTÜBERTRAGUNG VOR DEM DÜBEL – $R^*_{Lug}$

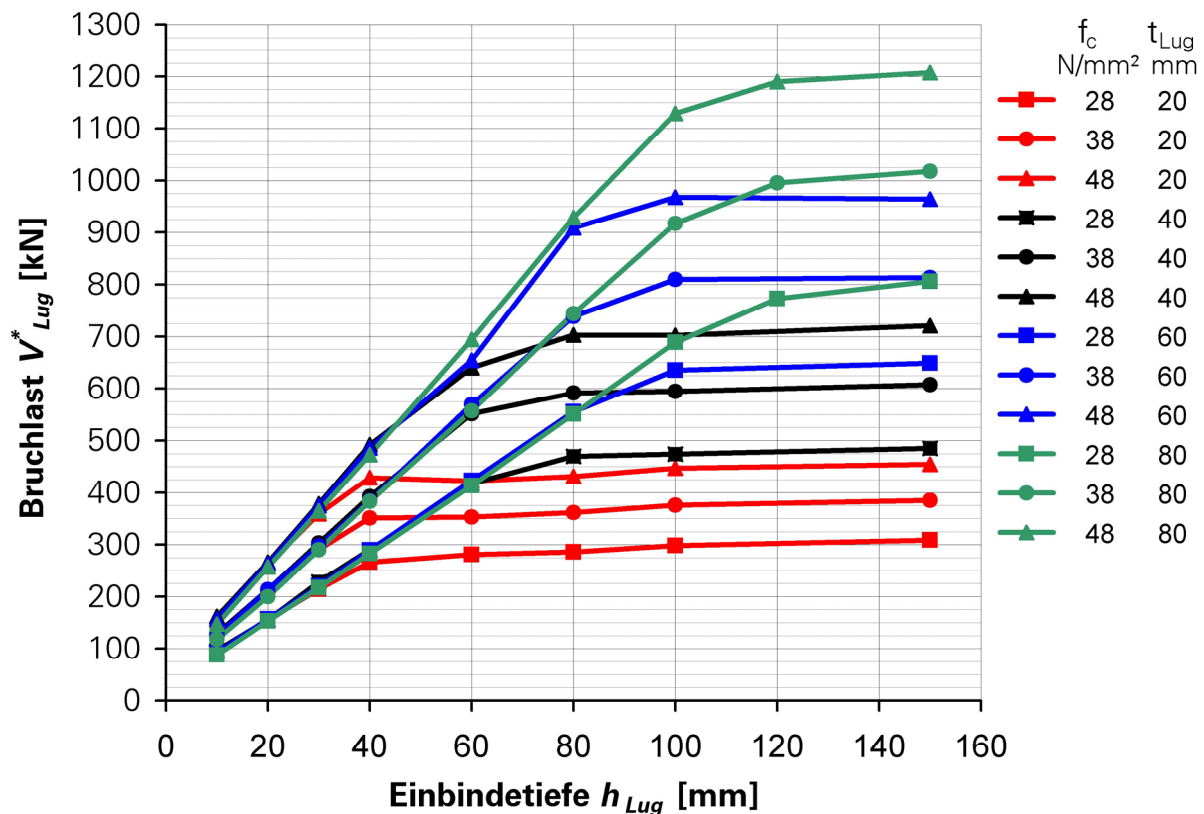


Bild 60: Zusammenstellung aller Bruchlasten [kN]

Fig. 60: List of all ultimate loads [kN]

Eine genaue Analyse der Kurven findet sich im Anhang. An dieser Stelle wird auf den augenscheinlich bilinearen Charakter der Kurven verwiesen. Es kann festgestellt werden, dass der Grundwert der Lastübertragung vor dem Dübel –  $R^*_{Lug}$  – zuerst mit wachsender Einbindetiefe  $h_L$  relativ steil ansteigt, um dann nach Überschreiten einer Grenzeinbindetiefe nahezu konstant zu bleiben. Rechentechnisch wird dieser zweite Abschnitt als horizontale Gerade aufgefasst und interpretiert. Damit ist dann auch schon der Grundwert der Lastübertragung vor dem Dübel definiert. Die Grenzeinbindetiefe muss hierbei in Abhängigkeit von der Dübelbiegesteifigkeit ermittelt werden, wobei hier eine bezogene Steifigkeit eingesetzt wird, die Steifigkeit des Rechteckdübels also durch die Breite des Dübels dividiert wird. Somit ist dieser Wert vollständig unabhängig von der vorhandenen Dübelbreite.

Der Wert  $\alpha_{3D}$  beschreibt den Faktor, mit dem die 2D-Berechnung an die Versuche angepasst wurde. Für die dabei untersuchten Betone kann er mit einem Wert von 2 angegeben werden. Das heißt, für die Verhältnisse des Dübels mit einer Lastabtragung in einen 3seitig eingeschlossenen Betonkörper kann in etwa die 4fache ein-

achsige Betonfestigkeit ausgenutzt werden. Für extrem höher feste Betone muss dieser Faktor entsprechend angepasst werden.

Es gilt für den Grundwert der Lastübertragung vor dem Dübel:

$$R_{Lug}^* = \alpha_{3D}^2 \cdot 1,146 \cdot b_{Lug} \cdot (h_{Lug} + 4,2) \cdot f_c \leq R_{L,max} \quad (6.6)$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$

Maximalwert der Lastübertragung vor dem Dübel

$$R_{L,max} = \alpha_{3D}^2 \cdot 1,070 \cdot b_{Lug} \cdot f_c^{0,75} \cdot (EI'_{Lug})^{0,25} \quad (6.7)$$

Maximal tragende Einbindetiefe

$$h_L^* = 0,934 \cdot \sqrt[4]{\frac{EI'_{Lug}}{f_c}} - 4,2 \leq h_{Lug} \quad (6.8)$$

mit:  $h_{Lug}, b_{Lug}, t_{Lug}$  in [mm]  
 $E$  in [N/mm<sup>2</sup>]  
 $I'_{Lug} = t_{Lug}^3 / 12 = I_{lug} / b_{Lug}$

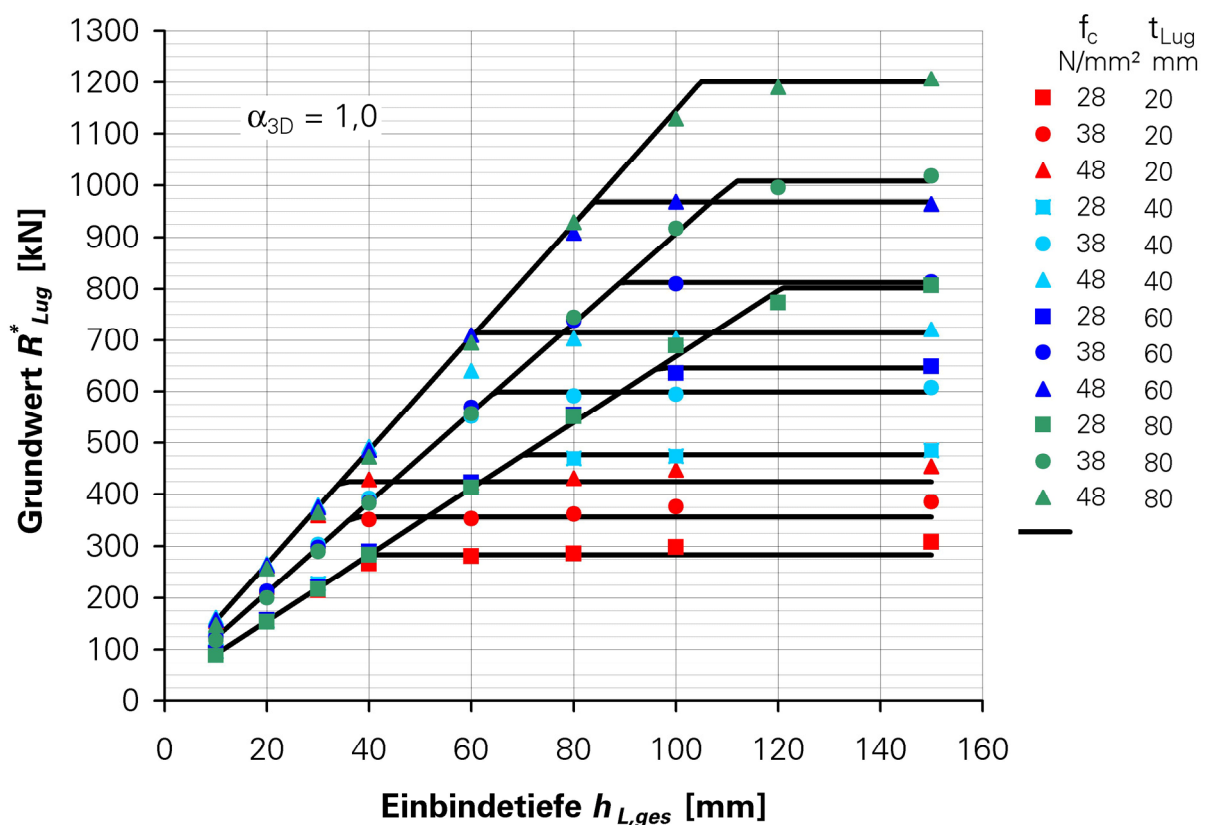


Bild 61: Vergleich der Rechenwerte (FEM) und der Formelwerte,  $\alpha_{3D} = 1,0$

Fig. 61: Arrangement of FEM values and the formula values,  $\alpha_{3D} = 1,0$

In Bild 61 werden die Rechenwerte der Grundwerte der Bruchlasten mit den angesetzten Formeln verglichen. Wie sich in der Nachrechnung zeigt, ist die Übereinstimmung hinreichend genau.

Für Betone im Bereich einachsiger Druckfestigkeiten von 18 bis 48 N/mm<sup>2</sup> kann der Wert  $\alpha_{3D}$  zu 2,1 gesetzt werden. Die Gleichungen (6.6) und (6.7) können dann auch wie folgt umgeschrieben werden.

Grundwert der Lastübertragung vor dem Dübel:

$$R_{Lug}^* = 5,0 \cdot b_{Lug} \cdot (h_{Lug} + 4,2) \cdot f_c \leq R_{L,max} \quad (6.6)a$$

Maximalwert der Lastübertragung vor dem Dübel:

$$R_{L,max} = 4,72 \cdot b_{Lug} \cdot f_c^{0,75} \cdot (EI_{Lug}^*)^{0,25} \quad (6.7)a$$

#### 6.4.3.2 GRUNDWERT LASTANGRIFF VOR DEM DÜBEL – $e_{Lug}^*$

Der Grundwert des Lastangriffes vor dem Dübel wird benötigt, um die effektiv lastabtragende Dübeleinbindetiefe  $h_2^*$  zu ermitteln. Er beschreibt den fiktiven Lastangriffspunkt für  $R_{Lug}^*$ . Für diesen Schwerpunkt  $e_{Lug}^*$  kommen mehrere in etwa gleichwertige Ansätze in Frage. Hier wird der physikalisch begründbare Ansatz 2 gewählt. Die weiteren möglichen Ansätze finden sich im Anhang. Es gilt:

Grundwert des Lastangriffes vor dem Dübel:

$$e_{L,2} = h_L^* \cdot (0,7 \cdot t_L + 14) \cdot \frac{1}{100} \quad (6.9)$$

$$e_{L,2}^* = e_{L,2} \quad \text{für } 2 \cdot h_L^* \leq h_L$$

$$e_{L,2}^* = e_{L,2} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{h_L}{2 \cdot h_L^*} \right)^2 \right] \quad \text{für } 0 \leq h_L \leq 2 \cdot h_L^*$$

effektive Dübeleinbindetiefe:

$$h_2^* = 2 \cdot e_{L,2}^* \quad (6.10)$$

mit:  $h_{Lug}, h_{Lug}^*, b_{Lug}, t_{Lug}$  in [mm]

### 6.4.3.3 GRUNDWERT VERSCHIEBUNG VOR DEM DÜBEL – $v_{Lug}^*$

Der Grundwert der Verschiebung für das Einbauteil stellt einen Rechenwert dar, der anschließend bei der Korrektur im verformten System benötigt wird. Dieser Wert ist keine reale Verschiebung, sollte aber trotzdem immer mit den zutreffenden Werten für  $f_c$  und  $E$  berechnet werden!

Es gilt für den Grundwert der Verschiebung in Lastrichtung:

$$v_L^* = a_i \cdot (h_L + c) \leq v_{L,max} \quad (6.11)$$

mit:  $a_i = 0,7532 \cdot 10^{-3} \cdot f_c^{2/3} \cdot 0,99^{t_L}$

oder

$$a_i = 7,3637 \cdot 10^{-12} \cdot E_c^2 \cdot 0,99^{t_L}$$

$$c = 0,215 \cdot t_L$$

$$v_{L,max} = 0,07338 \cdot f_c^{0,29} \cdot t_L^{0,21}$$

mit:  $h_{Lug}, h_{Lug}^*, b_{Lug}, t_{Lug}$  in [mm]  
 $E$  in [N/mm<sup>2</sup>], nach DIN1045-1  $E_{cm} = 9500 (f_{ck} + 8)^{1/3}$   
 $f_c = f_{ck}$

Hiermit sind die Grundwerte am Modell „LUG“ bekannt und die erste Ankerkraft  $F_A$  kann nach Bild 62 berechnet werden. Mit dieser können dann die Korrekturen am verformten System in Angriff genommen werden.

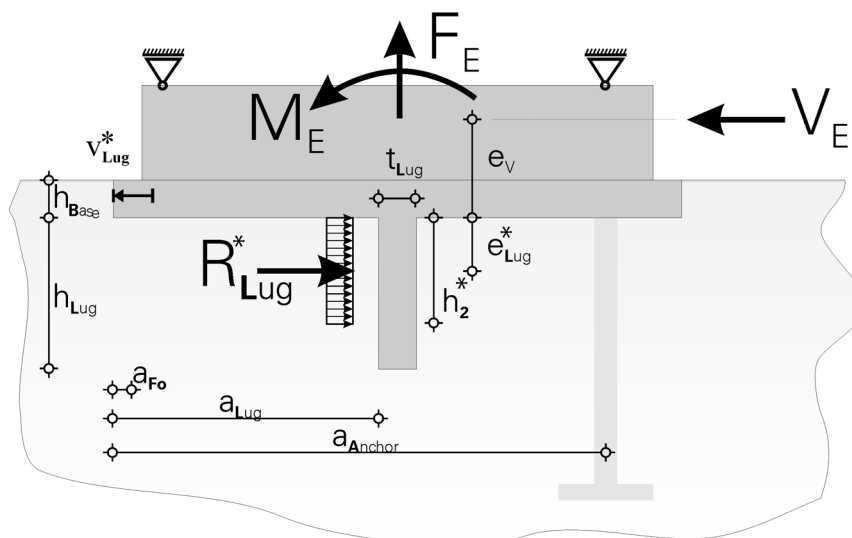


Bild 62: Grundwerte am System LUG

Fig. 62: Basic values at the system LUG

## 6.5 LUG – KORREKTUR AM VERFORMTEN MODELL

### BETRACHTUNG DER EINFLUSSFAKTOREN

Zur Berücksichtigung der Zugankersteifigkeit muss das Modell entsprechend geändert werden. Der Zuganker wird als Feder in das Modell integriert, die Lagerungsbedingungen werden entsprechend angepasst. Da im Zuganker lediglich Normalkraft übertragen werden soll und folglich auch nur die Längsdehnung untersucht wird, ist die Wahl der Feder als Modell gerechtfertigt. Durch die Feder wird ausgeschlossen, dass Querbeanspruchungen im Anker übertragen werden können. Die Schrägstellung der Feder wiederum ist minimal, sodass die entstehenden Querkomponenten aus der Federschiefstellung vernachlässigt werden können.

Im Modell wird die horizontale Führung des Stahlblocks komplett aufgegeben. Das Einbauteil ist lediglich über die Kontaktflächen und den Zuganker – Feder – mit dem Betonmodell verbunden. Den Ausgleich der exzentrisch wirkenden Beanspruchung  $V_E$  stellen jetzt der Zuganker und die Kontaktflächen her. Ebenso werden die äußeren Beanspruchungen  $F_E$  und  $M_E$  über diesen Mechanismus abgetragen. Das Einbauteil ist quasi schwimmend gelagert. Die Federkraft und damit die Ankerkraft werden nicht in den Beton eingeleitet, da dies in dem verwendeten 2D-Modell zu größeren Abweichungen von der tatsächlichen Lastabtragung führt.

Untersucht und hergeleitet wird im Folgenden:

- Einfluss der Zugankersteifigkeit
- Ermittlung der Korrekturwerte für die Grundwerte am verformten System
  - Einführung einer Querdruckkraft
  - Einführung einer Kontaktkraft
  - Berücksichtigung der Reibung
  - Korrektur der Lasten am Dübel
- Vergleich der Nachrechnung mit den FEM- und den Versuchswerten
- Realitätsnahe Verformungsberechnung

#### 6.5.1 ZUGANKERSTEIFIGKEIT

In Tabelle 6 sind die Parameter der Zuganker dargestellt. Im Versuch schwankt die Steifigkeit des Zugankers zwischen den Werten „real 1“ und „real 2“. Die Differenz im Durchmesser ist auf das Abdrehen der Zuganker in den Versuchen der Gruppen II und III zurückzuführen.

Die Länge der Zuganker beträgt im Versuch 20 cm oder 30 cm. In der Simulation wird eine Feder mit 2 m Länge eingeführt, um den numerischen Bedürfnissen des Programmsystems nachzukommen. Zum Ausgleich wird mit einem entsprechend vergrößerten E-Modul gearbeitet, um im Endeffekt die wahre Verformung zu erlangen.

Eine Kopfverschiebung des Zugankers unter Last, wie sie für den Versuch zu unterstellen ist, wird im Modell in diesem Stadium nicht betrachtet. Dieser Effekt kann über eine effektive Steifigkeit des Zugankers oder auch direkt und besser nachträglich berücksichtigt werden. Für die Nachrechnung wird diese Kopfverschiebung dann berücksichtigt und entsprechend der Verhältnisse bei den Versuchen definiert.

Die Parameterstudie umfasst 4 Systeme der Zugankersteifigkeit – Modell 00, 01, 02 und 03. Das Modell „02“ entspricht hierbei in etwa den realen Verhältnissen. Die restlichen Modelle steigern bzw. vermindern die Steifigkeit jeweils um eine Zehnerpotenz. Damit kann dann eine Aussage für beliebige Zugankersteifigkeiten gemacht werden, die anhand der realen Stetigkeiten der Zuganker in den Versuchen kontrolliert wird. In allen Fällen muss darauf geachtet werden, dass kein Fließen im Zuganker eintritt, da dann ein Stahlversagen im Zuganker das eigentlich zu untersuchende Betonversagen vor dem Dübel ablöst. Stichwort: Kontrolle der Ankerkraft.

|        | E-Modul<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | Fläche<br>A [mm <sup>2</sup> ] | Länge<br>L [m] | Steifigkeit<br>L/EA [m/MN] | Festigkeit<br>EA/L [MN/m] | max F <sub>A</sub><br>[MN] |
|--------|---------------------------------|--------------------------------|----------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|
| real 1 | 210000                          | 452,4<br>Ø24                   | 0,2            | 0,0021052                  | 475,0200                  | 0,20901                    |
| real 2 | 200000                          | 380,1<br>Ø22                   | 0,3            | 0,0039463                  | 253,4000                  | 0,17561                    |
| 00     | 2100000                         | 42000                          | 2,0            | 0,0000227                  | 44100,0                   | 19,4040                    |
| 01     | 2100000                         | 4200                           | 2,0            | 0,0002268                  | 4410,00                   | 1,9404                     |
| 02     | 2100000                         | 420                            | 2,0            | 0,0022676                  | 441,000                   | 0,1940                     |
| 03     | 2100000                         | 42                             | 2,0            | 0,0226757                  | 44,1000                   | 0,0194                     |

Tabelle 6: Reale und untersuchte Steifigkeit im Zuganker

### 6.5.2 SYSTEM UND BELASTUNG

Lagerung und Belastung entsprechen im Prinzip der Untersuchung „horizontal“ für das unverformte Grundsystem. Die Hauptlastübertragung findet wieder lediglich in den Flächen „M2“ und „M4“, also vor und hinter dem Dübel statt. Die Kontaktfläche „M1“, sie erstreckt sich an der Unterseite der Grundplatte vom Dübel bis zur Stirnseite der Grundplatte, wird jetzt benötigt, um die entstehenden vertikalen Kräfte im Modell kurzzuschließen. Die horizontale Führung des Einbauteils entfällt, wie oben erläutert. Es wird mit einer Kohäsion in den Kontaktflächen von 10% gearbeitet, um die numerische Berechnung stabiler zu machen. Die Lastübertragung am Dübel wird hierdurch nicht nachhaltig beeinflusst. Zum Einsatz kommt das Materialgesetz „2D

Interface“ mit  $k_{nn} = 2\text{E}+08 \text{ MN/m}^3$  und  $k_{tt} = 10 \text{ MN/m}^3$  als normaler- und tangentialer Steifigkeit.

Der Stahlblock oberhalb der Grundplatte und damit die Grundplatte selber, kann als biegestarr angesehen werden. Somit stellen die Ankersteifigkeit und die Verformungssteifigkeit des Dübels wieder die wesentlichen Modellparameter im Einbauteil dar. Es soll aber schon hier darauf hingewiesen werden, dass die Anteile einer möglichen Verbiegung der Grundplatte in der Dübelverformung als Grundrotation zu berücksichtigen sind, falls bei der Auslegung der Einbauteile eine nennenswerte Verbiegung der Grundplatte zugelassen wird.

Auf der Belastungsseite wird die Exzentrizität der äußeren Beanspruchung  $V_E$  variiert und untersucht. Damit wird gleichzeitig das Wirken eines äußeren Momentes  $M_E$  untersucht. Die horizontale Beanspruchung wird wieder verformungsgesteuert aufgebracht. Eine Normalbeanspruchung  $F_E$  wird drückend und ziehend aufgebracht. Im Gegensatz zur horizontalen Beanspruchung aber direkt als Kraft.

### 6.5.3 EXZENTRIZITÄT – e

Ausgehend von der Parametertabelle der Berechnung „Horizontal“ wird der Einfluss der Exzentrizität für einige ausgewählte Systeme systematisch untersucht. Die Gültigkeit der Ergebnisse wird für das restliche Testfeld dann stichprobenartig untersucht. Die Exzentrizität der Beanspruchung  $V_E$  entspricht einer Beanspruchung mit einem äußeren Moment. Die näher untersuchten Systeme sind in Tabelle 8 hervorgehoben.

Am Beispiel des Systems **A236\_02** wird die Benennung der Lastfälle nach der Exzentrizität in Tabelle 7 dargestellt. Der Fall „b“ mit  $e = 0 \text{ mm}$  entspricht somit einer Beanspruchung in der Oberflächenebene der Grundplatte. Dies wird gewählt, um mit der Untersuchung der Lastabtragung vor der Grundplatte alleine kompatibel zu sein. Für die Untersuchung des Dübels entsteht somit immer eine Grundexzentrizität, die der Grundplattenstärke entspricht, siehe Bild 62. Der Fall „a“ entspricht den oben angeführten Untersuchungen mit einer Beanspruchung innerhalb der Grundplatte. Diese Beanspruchung ist nur in Verbindung mit einem gleichzeitig wirkenden Lastmoment denkbar, dient aber auch der Nachrechnung der von COOK [22] beschriebenen Versuche.

| System    |                      |          | System    |                      |          |
|-----------|----------------------|----------|-----------|----------------------|----------|
| A236_02_a | $e = -10 \text{ mm}$ | <b>a</b> | A236_02_b | $e = 0 \text{ mm}$   | <b>b</b> |
| A236_02_c | $e = 10 \text{ mm}$  | <b>c</b> | A236_02_d | $e = 20 \text{ mm}$  | <b>d</b> |
| A236_02_e | $e = 50 \text{ mm}$  | <b>e</b> | A236_02_f | $e = 80 \text{ mm}$  | <b>f</b> |
| A236_02_g | $e = 100 \text{ mm}$ | <b>g</b> | A236_02_h | $e = 150 \text{ mm}$ | <b>h</b> |

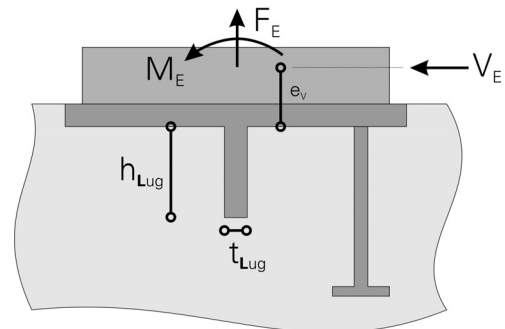
Tabelle 7: Definition der Exzentrizitäten



### 6.5.4 NORMALBEANSPRUCHUNG

Die Exzentrizität wird mit einer zusätzlichen Normalbeanspruchung kombiniert. Hierbei werden sowohl eine Zug- als auch eine Druckbeanspruchung untersucht.

- Druck 100 kN
- Druck 200 kN
- $F_E = 0$  kN
- Zug 100 kN
- Zug 200 kN



In Tabelle 8 sind die systematisch untersuchten Parameterkombinationen gelb hervorgehoben. Für diese Systeme wurde der Einfluss der Exzentrizität nach Tabelle 7 sowie die Wirkungsart der zusätzlichen Normalbeanspruchung untersucht. Die Normalbeanspruchung wird bis zum Maximum in Schritten von 20 kN aufgebracht. Hierbei wird bei jedem 2ten horizontalen Lastschritt die Normalbeanspruchung entsprechend gesteigert und nach dem Erreichen des vorgesehenen Wertes konstant gehalten. Im übrigen Bereich der Tabelle wurden zur Kontrolle Stichproben durchgeführt. Es ist nicht notwendig alle Systeme systematisch zu untersuchen, da sich diese Rechnungen in das obige Schema eingliedern.

| $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ] | 28                   | 38  | 48         | 28                | 38  | 48         | 28                | 38  | 48  | 28                | 38  | 48  |
|----------------------------|----------------------|-----|------------|-------------------|-----|------------|-------------------|-----|-----|-------------------|-----|-----|
| Einbinde-<br>tiefe         | Dübeldicke $t_{Lug}$ |     |            |                   |     |            |                   |     |     |                   |     |     |
|                            | $t_{Lug} = 20$ mm    |     |            | $t_{Lug} = 40$ mm |     |            | $t_{Lug} = 60$ mm |     |     | $t_{Lug} = 80$ mm |     |     |
| $h_L = 10$ mm              | 111                  | 121 | 131        | 211               | 221 | 231        | 311               | 321 | 331 | 411               | 421 | 431 |
| $h_L = 20$ mm              | 112                  | 122 | 132        | 212               | 222 | 232        | 312               | 322 | 332 | 412               | 422 | 432 |
| $h_L = 30$ mm              | 113                  | 123 | 133        | 213               | 223 | 233        | 313               | 323 | 333 | 413               | 423 | 433 |
| $h_L = 40$ mm              | <b>114</b>           | 124 | 134        | 214               | 224 | 234        | 314               | 324 | 334 | 414               | 424 | 434 |
| $h_L = 60$ mm              | 115                  | 125 | 135        | 215               | 225 | 235        | 315               | 325 | 335 | 415               | 425 | 435 |
| $h_L = 80$ mm              | <b>116</b>           | 126 | <b>136</b> | <b>216</b>        | 226 | <b>236</b> | 316               | 326 | 336 | <b>416</b>        | 426 | 436 |
| $h_L = 100$ mm             | 117                  | 127 | 137        | 217               | 227 | 235        | 317               | 327 | 337 | 417               | 427 | 437 |
| $h_L = 150$ mm             | 118                  | 128 | 138        | 218               | 228 | 238        | 318               | 328 | 338 | 418               | 428 | 438 |

Tabelle 8: Benennung der Rechnungen

### 6.5.5 ERGEBNISSE DER BERECHNUNG

Im Weiteren wird exemplarisch die Entwicklung der horizontalen Belastung  $V_E$  und die Entwicklung der zugehörigen Ankerzugkraft  $F_A$  jeweils für alle untersuchten Exzentrizitäten über der aufgebrachten Lastverschiebung betrachtet. In Bild 63 sind hierzu die Kurven dargestellt. Die Verläufe für die Horizontalkraft sind stärker angelegt, als die für die Ankerzugkraft. Eine Farbe repräsentiert immer eine Exzentrizität. Im oberen Bild herrscht zusätzlich eine Zugnormalbeanspruchung von 100 kN, im unteren Bild eine Drucknormalbeanspruchung von ebenfalls 100 kN.

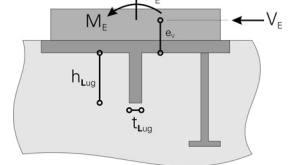
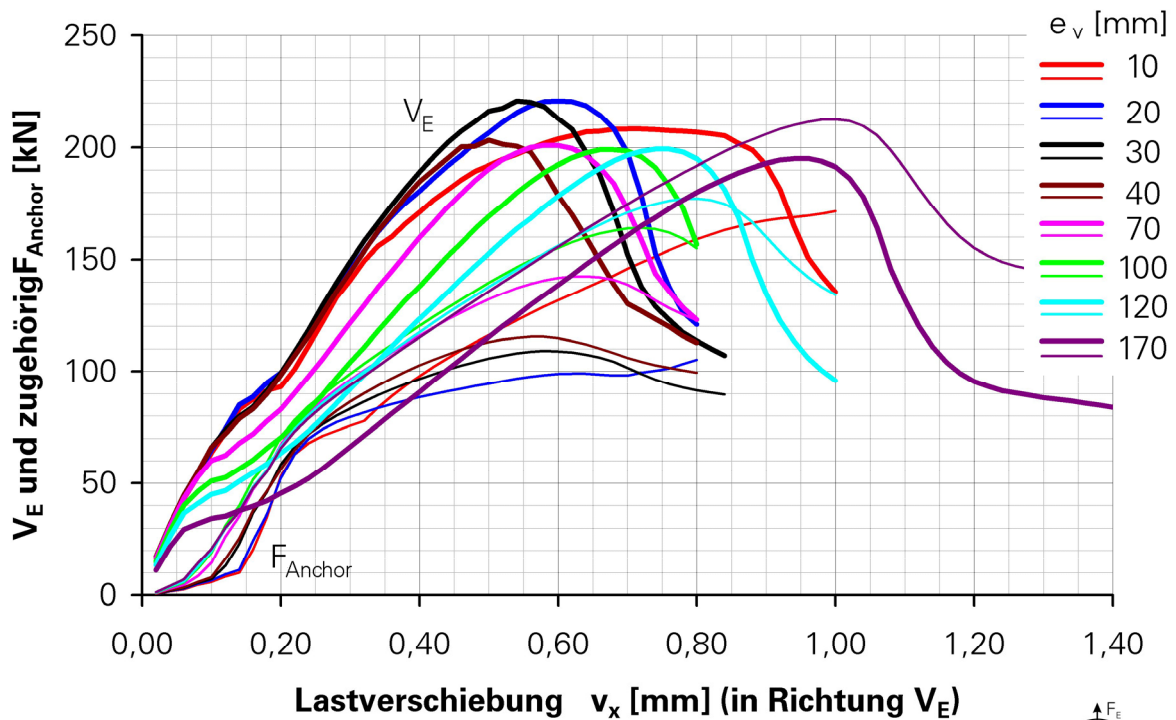
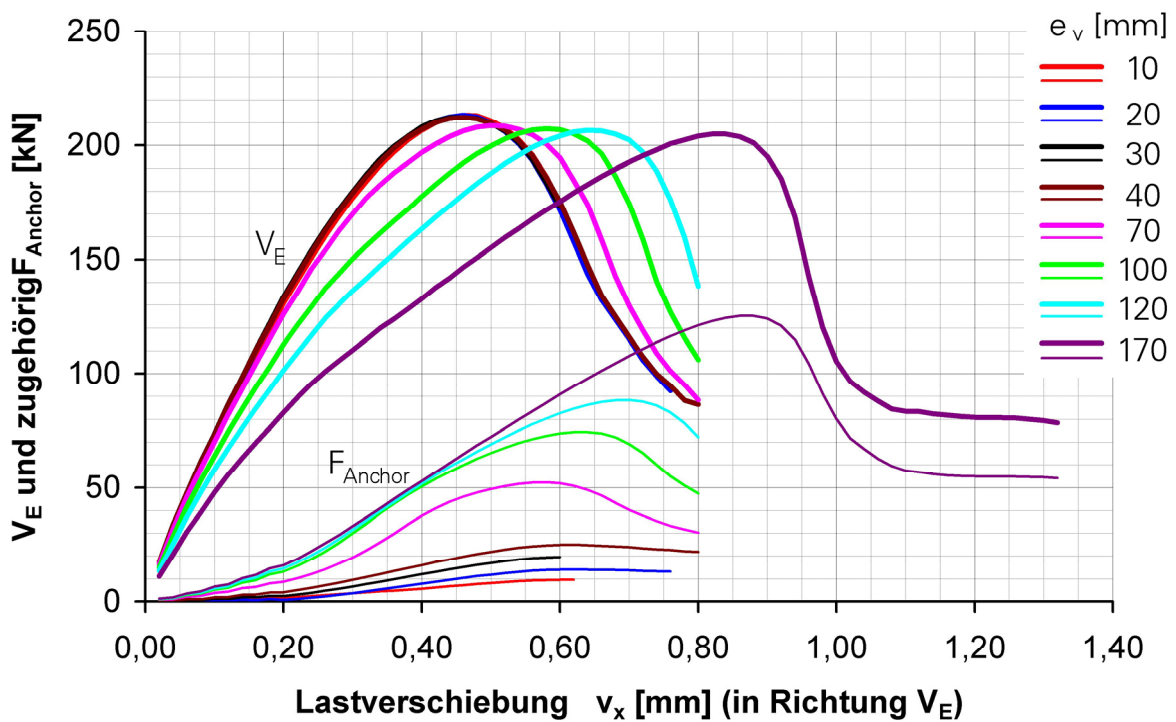
Allgemein kann festgestellt werden, dass die Werte für die Bruchlasten bei steigenden Exzentrizitäten verhältnismäßig wenig variieren oder gar eine eindeutig abnehmende Tendenz zeigen.

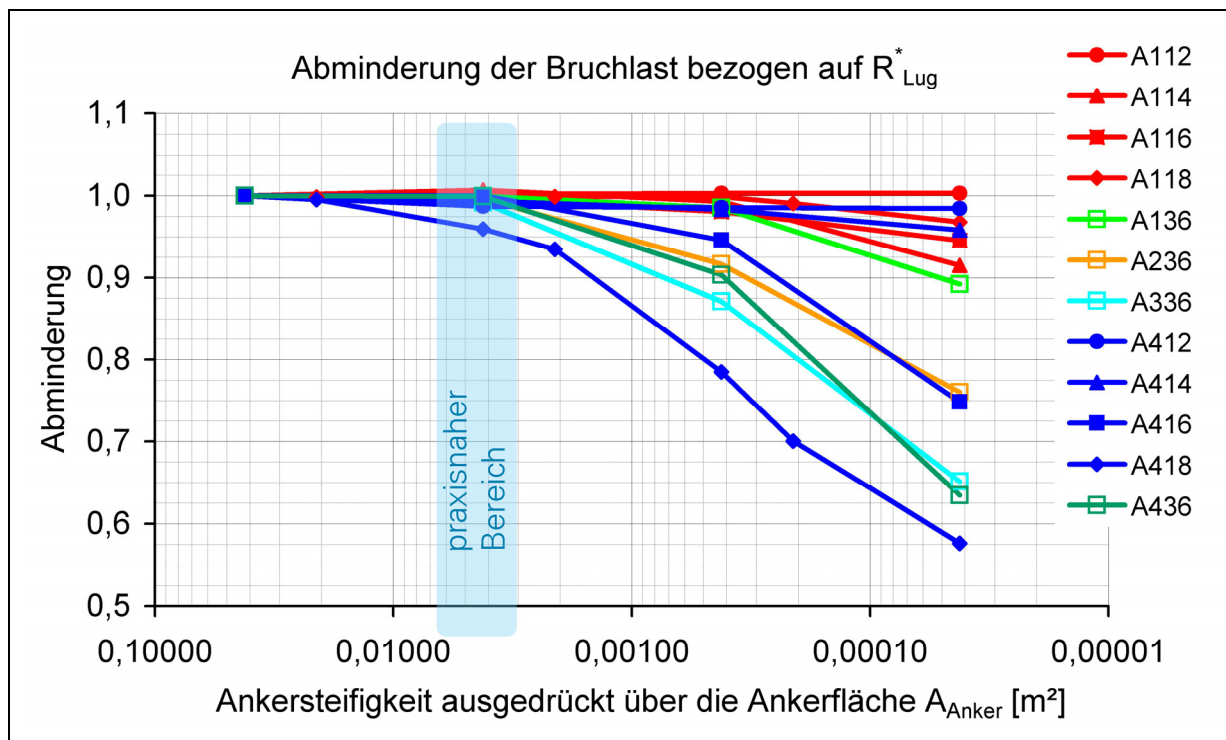
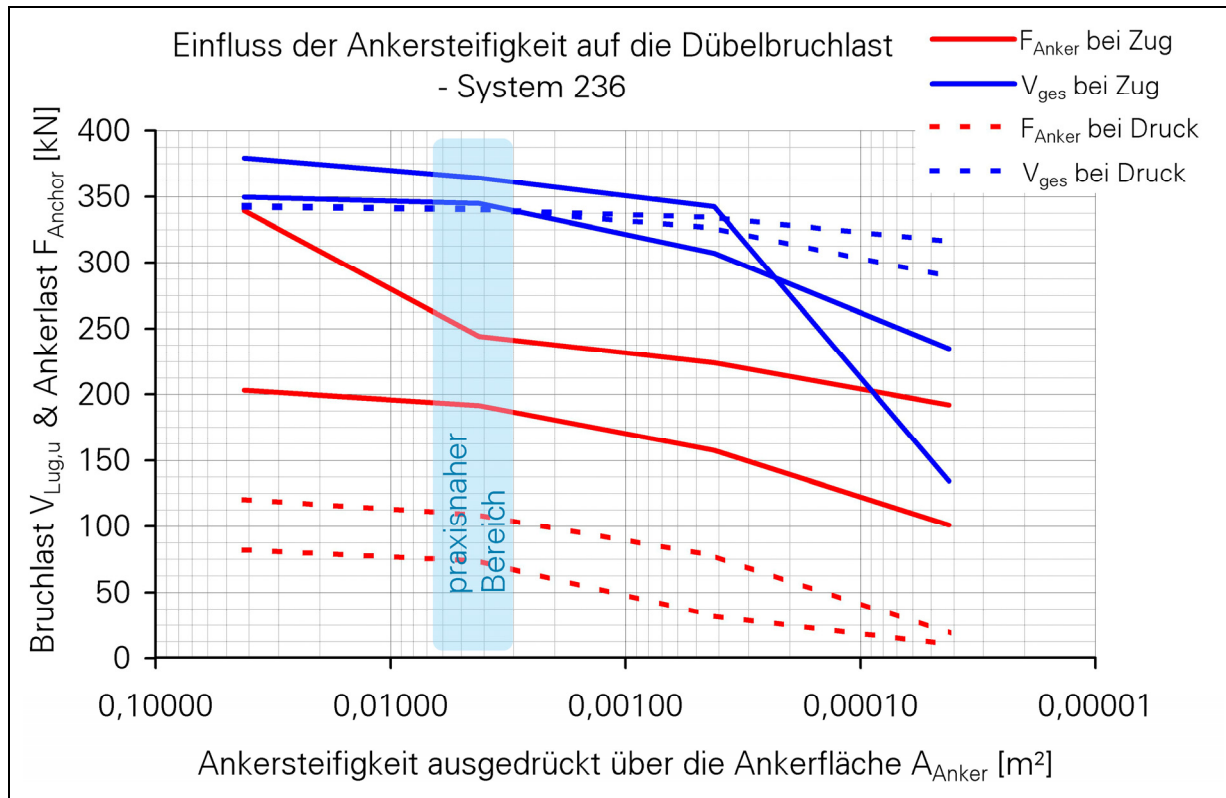
Die notwendigen Verformungen nehmen aber mit zunehmender Exzentrizität stark zu. Dieser Effekt wird deutlicher sichtbar, je steifer das Dübelssystem ist. Ist also für die Systeme 416 – mit 80 mm starken Dübeln – stark ausgeprägt, für die Systeme 116 – mit 20 mm starken Dübeln – hingegen kaum zu erkennen. Entsprechende Abbildungen finden sich im Anhang.

Die eigentliche Frage lautet: Wie verhält sich die übertragbare Last bezüglich der Steifigkeit des Zugankers? Diese Frage lässt sich anhand Bild 64 darstellen. Aufgetragen ist die Entwicklung der übertragbaren Last  $V_E$  zu  $R_{Lug}^*$ , also  $V_E (V_{L,u})$  am unverformten System. Aufgetragen wird diese über die Steifigkeit des Zugankers im logarithmischen Maßstab. Die Zugankersteifigkeit wird ausgedrückt über die Zugankerquerschnittsfläche.

Während die Systeme A11x nur für sehr kleine Steifigkeiten ein geringes Absinken zeigen, fällt dieses bei den Systemen A41x erheblich deutlicher aus. Also verringert eine kleinere Ankersteifigkeit die übertragbare Last. In welchen Umfang dieser Effekt auftritt, und ab welcher Ankersteifigkeit er einsetzt, ist vom betrachteten System also der Dübelsteifigkeit abhängig. Es scheint eine Grenzankersteifigkeit zu geben, die durch die Systemparameter am Dübel bestimmt ist.

Am System „236“ kann dies auch für den Einfluss der zusätzlichen Normalbeanspruchung gezeigt werden, siehe Bild 65. Für das System mit einer Zugnormalbeanspruchung  $F = 200$  kN fällt die übertragbare Last bei geringer Ankersteifigkeit extrem steil ab, während für die Systeme mit Drucknormalbeanspruchung die Ankersteifigkeit nur einen geringen Einfluss hat. Die Druckkraft entlastet den Anker, fließt aber nicht vollständig in diesen.

Einfluss der Lastexzentrizität  $e_v$  bei Zug 100kN - System 136Einfluss der Lastexzentrizität  $e_v$  bei Druck 100kN - System 136Bild 63: Entwicklung von  $V_E$  und Ankerkraft  $F_A$  für das System A136\_02Fig. 63: Development of  $V_E$  and Anchor force  $F_A$  for the system A136\_02

Bild 64: Einfluss der Ankersteifigkeit auf  $\max V_{ges,Dübel} - R_{Lug}$ Fig. 64: Influence of the anchor stiffness on  $\max V_{ges,Dübel} - R_{Lug}$ Bild 65: A236 Variation der Ankersteifigkeit bei Exzentrizität  $e = 40$  mmFig. 65: A236 variation of the anchor stiffness with eccentricity  $e = 40$  mm

Betrachtet man die Werte der Berechnungen, so kann festgestellt werden:

- Die Verschiebungen  $u_x$  – in Lastrichtung – am Dübel werden durch die Ankersteifigkeit nicht beeinflusst. Die auftretenden Unterschiede können allein mit der unterschiedlich hohen Beanspruchung begründet werden.
- Dies kann auch für die Verschiebung  $u_x$  am Anker festgestellt werden.
- Die Verschiebungen  $u_y$  hingegen zeigen eine enge Korrelation mit der Ankersteifigkeit. Allerdings steigen diese Werte um eine Zehnerpotenz, wohingegen die Ankerfläche um 3 Zehnerpotenzen variiert wird.
- Versucht man aus diesen Verschiebungen am Dübel und am Anker einen Drehpunkt des Systems zu ermitteln, so ergibt sich hierbei kein einheitliches Bild.
- Vergleicht man die gemessene Zugankerkraft  $F_{A,Anker}$  mit derjenigen, die aus dem Versatzmoment infolge angesetztem  $e_v$  errechnet werden kann (Zugankerkraft  $F_{A,Soll}$ ), so fällt  $F_{A,Anker}$  für die steifen Zuganker deutlich größer aus als  $F_{A,Soll}$  erwarten lässt. Für die weichen Zuganker stimmen die Kräfte hingegen überein. Dieser Sachverhalt soll im Weiteren näher beleuchtet werden.

## 6.6 LUG – KORREKTUR AM VERFORMTEN MODELL – RECHENVORSCHRIFTEN

Mit den oben hergeleiteten Grundwerten am unverformten System kann erstmals eine rechnerische Ankerkraft bestimmt werden, siehe Bild 62. Vergleicht man diese Ankerkraft mit den in den Versuchen ermittelten Werten, so kann in einigen Fällen eine gute Übereinstimmung festgestellt werden, in anderen aber auch nicht. Die gleiche Beobachtung macht man an den per EDV erzeugten Versuchswerten. Es existiert im System also noch eine weitere Vertikalkraft, die von den vertikalen Verformungen abhängig zu sein scheint und unter bestimmten Bedingungen vollständig verschwindet.

Betrachtet man das Gleichgewicht am System LUG nach Bild 66, so sind die äußeren Kräfte  $V_E$ ,  $F_E$  und  $M_E$  bekannt. Die Ankerkraft  $F_A$  kann aus den Grundwerten bestimmt werden, und ist mechanisch unstrittig. Weiterhin findet eine Lastübertragung vor dem Dübel statt, deren Wert  $R_{Lug}$  ebenso wie der Angriffspunkt  $e_L$  noch einer genaueren Bestimmung bedürfen, aber die innerhalb gewisser Grenzen bekannt sind. Festgestellt wird auch ein vorderer Drehpunkt – dargestellt durch ein verschiebbares Lager, dessen Lage in der Nähe der Stirnseite der Grundplatte angenommen werden darf. Abgesehen von der Horizontalverschiebung durch äußere Last dreht sich das Einbauteil um diesen Punkt. Hier wird sicher auch eine Kontaktkraft  $F_0$  übertragen, die hier als Resultierende eines Druckspannungsbereiches unter der Grundplatte eingeführt wird, als Schwerpunktabstand zur vorderen Kante der Grundplatte wird  $a_{F_0}$  eingeführt. Da das System in natura nicht reibungsfrei ist, kann aus  $F_0$  auch leicht eine Reibungskraft  $R_{col,L}$  erzeugt werden.

Die Beobachtung zeigt nun, dass mit den aufgezählten vertikalen Kräften nicht immer, aber doch manchmal ein Gleichgewicht erzeugt werden kann. Daher wird eine Querdruckkraft vor dem Dübel  $F_L$  eingeführt, siehe Bild 66.

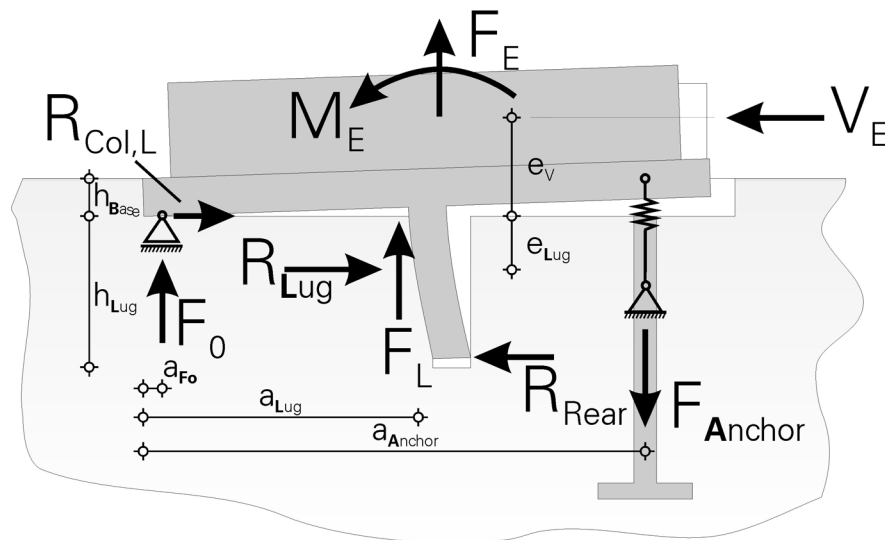


Bild 66: Kräfte und Bezeichnungen am verformten Modell LUG

Fig. 66: Forces and denotation at the deformed model LUG

Prinzipiell können die Reaktionskräfte  $F_0$  und  $F_L$  zu einer vor dem Dübel wirkenden Vertikalkraft zusammengefasst werden. Dabei geht aber die Anschaulichkeit verloren, und beide Kräfte müssten sowieso erst getrennt berechnet werden, da  $F_L$  aus der vertikalen Verformung des Einbauteiles hergeleitet wird, und für jeden am Einbauteil vorhandenen Dübel getrennt berechnet werden muss, während  $F_0$  direkt aus dem vertikalen Gleichgewicht, unter Berücksichtigung von  $F_L$ , berechnet wird.

### 6.6.1 QUERDRUCKKRAFT

Festgestellt wurde, dass die Querdruckkraft vor dem Dübel  $F_{Lug}$  in bestimmten Fällen zur Herstellung des Gleichgewichtes notwendig ist, in anderen Konstellationen aber auch nicht benötigt wird, also Null wird. Es ist somit nahe liegend, diese Querdruckkraft vor dem Dübel  $F_{Lug}$  in Abhängigkeit von der Dehnungsbehinderung des Betonvolumens vor dem Dübel zu definieren. Damit kann dann die Existenz von  $F_L$  für kleine Verformungen des Zugankers genauso erklärt werden, wie deren Nichtexistenz für große Verformungen des Zugankers. Die Betrachtung des Gleichgewichts führt also zu einer notwendigen Gleichgewichtskraft  $F_{Lug}$ , die von der herrschenden Behinderung der Querdehnung vor dem Dübel abhängig ist.

Nach dem Hook'schen Gesetz gilt:

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\mu & -\mu \\ -\mu & 1 & -\mu \\ -\mu & -\mu & 1 \end{bmatrix} \cdot \sigma \quad (6.12)$$

Definiert man die Richtungen:

- Richtung 1 oder  $x - \sigma_1, \varepsilon_1$  – in Lastrichtung  $V$
- Richtung 2 oder  $y - \sigma_2, \varepsilon_2$  – quer dazu im Körper
- Richtung 3 oder  $z - \sigma_3, \varepsilon_3$  – in Zugankerrichtung, senkrecht zur Oberfläche

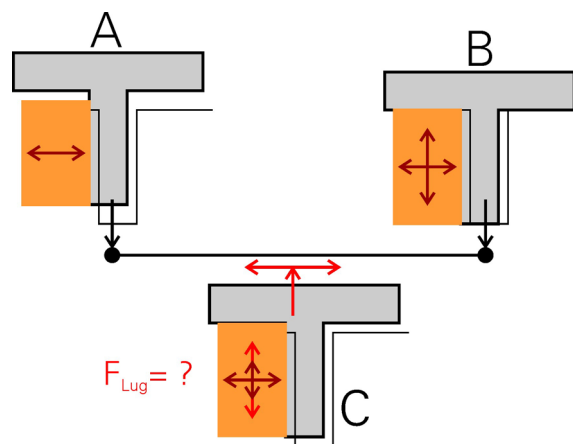


Bild 67: Grenzfälle des Druckspannungszustandes vor dem Dübel

Fig. 67: Limit cases of the compressive stress state in front of the Lug

So kann das Problem wie folgt eingegrenzt werden. Die Richtung 1 ist die Lastrichtung und somit Initiator des Spannungszustandes. Für die Richtung 2 wird eine volle Dehnungsbehinderung unterstellt –  $\varepsilon_2 = 0$ , da hier seitlich vom Schubdübel immer ein Betonvolumen vorausgesetzt wird. Eine randnahe Unterbringung des Schubdübels wird hier ausgeklammert. Für die Richtung 3 sind dann 2 Grenzfälle und der Zwischenbereich einer teilweisen Dehnungsbehinderung zu untersuchen:

- A => ohne Dehnungsbehinderung,  $\varepsilon_3$  ist frei ( $\varepsilon_{3, frei}$ )
- B => volle Dehnungsbehinderung,  $\varepsilon_3 = 0$
- C => teilweise Dehnungsbehinderung  $0 \leq \varepsilon_3 \leq \varepsilon_{3, frei}$

Für die praktische Handhabung sollten die so ermittelten Spannungen dann gleich wieder als Kräfte ausgedrückt werden. Hierzu wird der gedrückte Bereich integriert.

**Grenzfall A:**

Der Betonkörper vor dem Dübel wird durch die Grundplatte nicht an einer Ausdehnung behindert, es liegt somit eine freie Oberfläche für diesen Betonbereich vor. Lediglich die Dehnung in Querrichtung ist durch den angrenzenden Beton behindert, es gilt mit  $\varepsilon_y = 0$  und  $\sigma_z = 0$ :

$$E \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y = 0 \\ \varepsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -\mu & -\mu \\ -\mu & 1 & -\mu \\ -\mu & -\mu & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z = 0 \end{bmatrix} \quad (6.13)$$

mit:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} \cdot (1 - \mu^2) \\ \varepsilon_y &= 0 \\ \varepsilon_z &= \frac{-\sigma_x}{E} \cdot \mu(1 + \mu) \\ \sigma_x &= F_{Lug} / A_{Lug} \\ \sigma_y &= \mu \cdot \sigma_x \\ \sigma_z &= 0 \Leftrightarrow F_{Lug} = 0 \end{aligned}$$

**Grenzfall B:**

Der Betonkörper vor dem Dübel wird jetzt durch die Grundplatte an einer Ausdehnung gehindert, es liegt somit eine vollständige Dehnungsbehinderung vor. Die Dehnung in beiden Querrichtungen ist somit durch den angrenzenden Beton und die Grundplatte behindert, es gilt mit  $\varepsilon_y = 0$  und  $\varepsilon_z = 0$ :

$$E \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -\mu & -\mu \\ -\mu & 1 & -\mu \\ -\mu & -\mu & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{bmatrix} \quad (6.14)$$

mit:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= F_{Lug} / A_{Lug} \\ \sigma_y &= \sigma_x \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} \\ \sigma_z &= \sigma_x \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} \Leftrightarrow F_{Lug} = R_{Lug} \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} \\ \sigma_x &= F_{Lug} / A_{Lug} \\ \sigma_y &= \mu \cdot \sigma_x \\ \sigma_z &= 0 \Leftrightarrow F_{Lug} = 0 \end{aligned}$$



### Allgemeiner Fall C – teilweise Dehnungsbehinderung

Der Betonkörper vor dem Dübel wird jetzt ebenfalls durch die Grundplatte an einer Ausdehnung gehindert, es wird aber keine vollständige Dehnungsbehinderung erreicht. Es gilt –  $\varepsilon_y = 0$  und  $\varepsilon_z = \alpha \cdot \varepsilon_z^*$ . Die Dehnung  $\varepsilon_z^*$  bezeichnet hierbei die Dehnung aus Grenzfall A, die sich ohne Dehnungsbehinderung durch die Grundplatte einstellt. Der Wert  $\alpha$  nimmt somit Größen zwischen 0 und 1 an. Der Grenzfall A ist durch den Wert  $\alpha = 1$  und der Grenzfall B durch den Wert  $\alpha = 0$  abgedeckt.

$$\varepsilon_z^* = \frac{-\sigma_x}{E} \cdot \mu \cdot (1 + \mu) \text{ aus Grenzfall A: } \sigma_z = 0 \text{ und } F_{\text{Dübel}} = 0$$

$$E \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ 0 \\ \varepsilon_z^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -\mu & -\mu \\ -\mu & 1 & -\mu \\ -\mu & -\mu & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{bmatrix} \quad (6.15)$$

mit:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \cdot \left( 1 - \frac{\mu^2}{1 - \mu} \cdot (2 + \alpha \cdot \mu + \alpha) \right)$$

$$\varepsilon_y = 0$$

$$\varepsilon_z = \alpha \cdot \varepsilon_z^*$$

$$\sigma_x = F_{\text{Lug}} / A_{\text{Lug}}$$

$$\sigma_y = \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot (1 - \alpha \cdot \mu) \cdot \sigma_x$$

$$\sigma_z = \sigma_x \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} ;$$

$$\Leftrightarrow F_{\text{Lug}} = R_{\text{Lug}} \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{\mu}{1 - \mu}$$

Um diesen Formelapparat einfacher handhaben zu können, wird die Dehnung in die real vorhandene Verschiebung umgerechnet bzw. als Verschiebung  $u$  ausgedrückt.

Bekannt ist eine Ankerzugkraft  $F_A$  und damit die Verschiebung  $u_{\text{Anker}}$  ( $u_A$  siehe Bild 68). Diese kann mittels Strahlensatz auf die entsprechende Verschiebung der Grundplatte vor dem Dübel  $u_{z,\text{Lug}}$  oder  $u_L$  umgerechnet werden. Dieser Verschiebungswert ist gegeben, und kann nun mit der auftretenden Betonverformung vor dem Dübel verglichen werden. (Anmerkung: Der Wert  $\Delta l_{\text{Kopf}}$  vergrößert  $u_A$  zusätzlich zur elastischen Dehnung für hohe Ankerbeanspruchungen. Dieser Wert wird später eingeführt.

Hierzu muss die Betondehnung zum freien Rand hin über die wirksame Dübelhöhe integriert werden. Diese freie Betonverschiebung an der fiktiven Oberfläche  $u_{\varepsilon,z}^*$

kann dann ohne Kenntnis der wirksamen Dübeleinbindetiefe ausgedrückt werden, da diese bei der Berechnung herausfällt.

$$u_{z,Anchor} = u_A = \frac{F_A}{D_{Anchor}} + \Delta l_{Kopf} \quad (6.16)$$

$$u_{z,Lug} = u_L = \frac{u_{z,Anker} \cdot a_{Lug}}{a_A}$$

$$u_{\varepsilon,z}^* = \varepsilon_z^* \cdot h_{Lug}^*$$

$$= \frac{\sigma_x}{E_C} \cdot \mu \cdot (1 + \mu) \cdot h_{Lug}^*$$

$$= \frac{R_{Lug}^*}{b_{Lug} \cdot h_{Lug}^* \cdot E_C} \cdot \mu \cdot (1 + \mu) \cdot h_{Lug}^* \quad (6.17)$$

$$= \frac{R_{Lug}^*}{b_{Lug} \cdot E_C} \cdot \mu \cdot (1 + \mu)$$

Der Grad der Querdehnungsbehinderung ergibt sich dann direkt aus dem Verhältnis der beiden Werte, womit dann auch die Querdruckkraft aus der Dübelkraft errechnet werden kann.

$$\alpha = \frac{u_{z,Lug}}{u_{\varepsilon,z}^*} \quad \text{mit} \quad 0 \leq \alpha \leq 1 \quad (6.18)$$

$$F_{Lug} = R_{Lug} \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} = (R_{Lug}^* - \Delta R_2) \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{\mu}{1 - \mu}$$

### 6.6.2 KONTAKTKRAFT

Um das vertikale Gleichgewicht zu bilden, benötigt man noch die Kontaktkraft  $F_0$ , siehe Bild 66. Sie liegt im Schwerpunkt eines dreieckförmigen Spannungsansatzes unter dem vorderen Bereich der Grundplatte. Die Maximalspannung wird hierbei mit  $4f_c$  angesetzt. Dieser Schwerpunktabstand wird je nach herrschender Verkipfung der Grundplatte angepasst, dazu wird als Kriterium der Wert  $\alpha$  herangezogen. Für eine volle Querdehnungsbehinderung, also einen sehr steifen Zuganker, erhält man  $n_2 = 2$ , das heißt, da das Einbauteil nicht verdreht wird, liegt die Grundplatte voll auf und die Kontaktspannung nimmt einen relativ großen Bereich (gemessen von der Stirnseite aus) zur Lastübertragung ein. Entsprechend weit wird die resultierende Kraft  $F_0$  von der Stirnseite weggedrängt. Für große Drehwinkel und damit Werte  $\alpha = 1$  hingegen entsteht eine deutliche Drehbewegung. Der Beton löst sich von der

Grundplatte, je näher am Dübel desto mehr, und die Kontaktkraft muss an der Spitze der Grundplatte, also der Stirnseite, konzentrierter übertragen werden (kleines  $a_{Fo}$ ).

$$\sum_v = 0; \quad F_0 + F_{Lug} + F_E - F_{Anchor} = 0$$

$$a_{Fo} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_0}{n_1 \cdot f_c \cdot b_{Base}} \cdot n_2 \quad (6.19)$$

mit:

$$n_1 = 1,0$$

$$n_2 = a_1 - (1 - \alpha) \cdot a_2 \quad \text{mit} \quad \frac{1}{3} \leq n_2 \leq 2$$

$$a_1 = 2$$

$$a_2 = \frac{5}{3}$$

### 6.6.3 REIBUNG

Ergänzt wird die Kontaktkraft durch die naturbedingt vorhandene Reibung. Diese ist sicher immer vorhanden, da sonst kein Gleichgewicht hergestellt werden kann. Entpuppt sich die Kontaktkraft als Zugkraft, so muss das Einbauteil entsprechend geändert werden und ein zweiter Zuganker angeordnet werden. An dieser Stelle soll auf das Kapitel „Kombination der Modelle“ hingewiesen werden, da die Kontaktkraft auch aus dem Modell BASE entstehen kann.

Mit einem üblichen Reibungsbeiwert von 0,2 gilt:

$$R_{Col,Lug} = \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot F_0 \quad (6.20)$$

### 6.6.4 KORREKTUR AM DÜBEL

Wie oben gezeigt wurde, muss die Lastübertragung vor dem Dübel für größere Verformungen korrigiert werden. Hier sollen dazu die horizontalen Verschiebungen am Dübel herangezogen werden, siehe Bild 68.

Die Verformungen im Dübel setzen sich hierbei aus 3 Anteilen zusammen:

$$V_{Lug} = V_{Bending} + V_{Shear} + V_{Rotation}$$

Die Schubverformungsanteile können im Allgemeinen ohne nennenswerten Verlust an Genauigkeit vernachlässigt werden, nicht hingegen die Rotation, hervorgerufen durch die Ankerdehnung und eine eventuell vorhandene Verbiegung der Grundplatte. Letztere überträgt sich auch auf den Dübel und kann hier nennenswerte Größen erreichen.

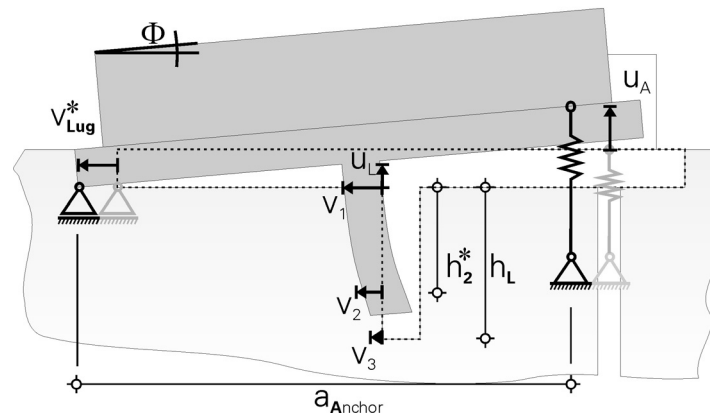


Bild 68: Verformungen, Wege und Verdrehungen am verformten Modell LUG

Fig. 68: Deformations, shifts and rotation at the deformed model LUG

Die Aufgabe besteht darin, die Grundwerte der Lastübertragung am Dübel –  $R_{Lug}^*$ ,  $h_{Lug}^*$ ,  $e_{Lug}^*$  – zu korrigieren. Infolge der Verformung entsteht entsprechend ein  $R_{Lug}$ , ein  $h_{Lug}$  und auch ein zugehöriges  $e_{Lug}$ , die es zu berechnen gilt.

Zum einen könnten diese Werte aus den Grundwerten mittels Multiplikation mit geeigneten Parametern abgeleitet werden. Diese Beiwerte lassen sich durch Regression aus den vorhandenen Versuchswerten bestimmen, jedoch bleibt hierbei die Anschaulichkeit auf der Strecke. Zum anderen ist es einsichtiger, wenn diese Abminderungsfaktoren über ein physikalisches Modell ermittelt werden können. Dann wird der Abminderungsfaktor aber auch schon nicht mehr benötigt, da das physikalische Modell die Berechnung der effektiven übertragenen Lasten gestattet.

Zur Abminderung der effektiven übertragenen Lasten vor dem Dübel muss der Ansatz der rechteckförmigen Spannungsverteilung vor dem Dübel modifiziert werden. Dies kann direkt geschehen indem der Grundwert der Lastübertragung vor dem Dübel  $R_{Lug}^*$  um die Anteile  $\Delta R_2$  und eventuell  $R_{Rear}$  abgemindert wird, siehe Bild 66. Aus dieser Berechnung können dann auch die Beiwerte  $\alpha$  ( $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  und  $\alpha_3$ ) zur Abminderung der Lastübertragung und ihres Angriffspunktes ermittelt werden, ohne dass diese wirklich gebraucht würden:

$$\begin{aligned} R_{L,cal} &= \alpha_1 \cdot R_{Lug}^* \\ e_{L,cal} &= \alpha_2 \cdot e_{Lug}^* \\ h_{L,cal} &= \alpha_3 \cdot h_{Lug}^* \end{aligned} \tag{6.21}$$

Wie im Bild 68 dargestellt, wird sich der untere Dübelbereich stärker durchbiegen, die Biegeverformungen sind größer. Das bedeutet aber gleichzeitig, dass der Beton vor dem Dübel hier weniger gestaucht wird, folglich wird hier auch weniger Kraft übertragen. Infolge der Verformung muss also der Ansatz der rechteckförmigen Spannungsverteilung vor dem Dübel modifiziert werden. Dies kann direkt geschehen, indem der Grundwert der Lastübertragung vor dem Dübel  $R_{Lug}^*$  um die Anteile  $\Delta R_2$  abgemindert wird. Ein eventuell zusätzlich wirkendes  $R_{Rear}$ , aus einem hinteren Anliegen des Dübels mindert die übertragene Last vor dem Dübel effektiv zusätzlich ab – aus der Sicht von  $V_E$ .

Zu bestimmen ist also ein Abminderungswert  $\Delta R_2$ , der die geringere Betonstauchung am unteren Dübelende in Ihrer Auswirkung auf die Lastübertragung vor dem Dübel widerspiegelt.

Der Grundwert der Lastübertragung vor dem Dübel  $R_{Lug}^*$  wird als Resultierende einer rechteckförmigen Spannungsverteilung vor dem Dübel interpretiert. Dies ist in Bild 69 links oben dargestellt. Ordnet man nun dem Spannungswert dieser rechteckförmigen Spannungsverteilung die Grundverschiebung  $v_{Lug}^*$  zu, so hat man die „Spannung“ mit der Verschiebung gekoppelt. In dem Maß, in dem die Grundverschiebung  $v_{Lug}^*$  durch die Dübelverbiegung abgebaut wird, wird auch der Spannungswert abgebaut. Im Extremfall nimmt die effektive Verschiebung des unteren Dübelpunktes den Wert Null an und es wird in diesem Punkt keine Spannung übertragen.

Aufbauend auf den Dübelverformungen wird also eine Kraft-Verformungs-Beziehung für die Lastübertragung vor dem Dübel definiert. Diese quasi Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Bild 69 unten, beinhaltet auf der Spannungsseite die auf den Grundwerten  $R_L^*$  und  $h_L^*$  aufbauende übertragene Kraft je Dübellängeneinheit vor dem Dübel und auf der Dehnungsseite die Betonstauchung – also die Dübelgrundverschiebung abzüglich der Dübelverformung vor dem Dübel mit den Anteilen Dübelverbiegung, Dübelverzerrung und Dübelrotation.

Am einfachsten kann die übertragene Last linear abgemindert werden, dies führt aber zu unbefriedigenden Ergebnissen in der Nachrechnung. Dieser Fall ist als Linie 1 im Bild 69, unten eingetragen. Besser ist es, eine Beziehung nach Linie 2 anzusetzen. Hiermit lassen sich dann recht gute Ergebnisse erreichen. Bis zu einem gewissen Prozentsatz der Verformung wird die volle Lastübertragung beibehalten und für ein Absinken der Verformung unter diesen Grenzwert eine lineare Abnahme der übertragenen Kraft je Längeneinheit unterstellt. Eine dritte Möglichkeit stellt der Ansatz einer Beziehung nach Linie 3 dar. Diese entspricht den Ansätzen in der DIN 1045 [30] für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons bei der Biegebemessung. Der Gewinn an Genauigkeit entspricht aber nicht dem Aufwand, entsprechende Bemessungstabellen für diese Beziehung entwickeln zu müssen.

Favorisiert wird die Beziehung nach Line 2. Es muss lediglich der Faktor  $\beta$  bestimmt werden. Theoretische Überlegungen und eine Auswertung der Literatur führen dann auf den Wert 0,8 der sich auch in der Praxis der Nachrechnung, zumindest für die hier untersuchten normalfesten Betone, eignet.

Betrachtet man die Verformungen am Dübel

- $v_L$ : Verschiebung am Dübel oben,  $v_L^*$
- $v_1$ : Verschiebung am Dübelfuß, oben
- $v_2$ : Verschiebung am Dübel mit Einbindetiefe  $h_L^*$
- $v_3$ : Verschiebung am Dübelkopf, Unterseite,

so ist hier lediglich die Stelle  $v_2$  von Bedeutung. Sie kennzeichnet den Abschluss der wirksamen effektiven Lastübertragung nach unten hin. Ist diese Verschiebung noch größer als 80 % des Grundwerts der Verschiebung, so wird der Grundwert der Lastübertragung vor dem Dübel nicht abgemindert. Wird diese Verschiebung aber kleiner, so wird ein  $\Delta R_2$  bestimmt. Bildlich gesprochen wird von der Rechteckbeanspruchung, die  $R_{Lug}^*$  repräsentiert, eine Dreieckbeanspruchung abgezogen, siehe Bild 69. Dieses Dreieck erreicht maximal eine Höhe von 80 % der effektiven Dübeleinbindetiefe. Damit ist aber auch  $\Delta R_2$  auf 40 % von  $R_{Lug}^*$  begrenzt ( $0,8 \cdot \frac{1}{2}$ ). Anders ausgedrückt, durch die Dübeldurchbiegung wird  $R_{Lug}^*$  also maximal auf 60 % reduziert. Bild 64 zeigt aber, dass stärkere Reduzierungen denkbar sind und auch vorkommen.

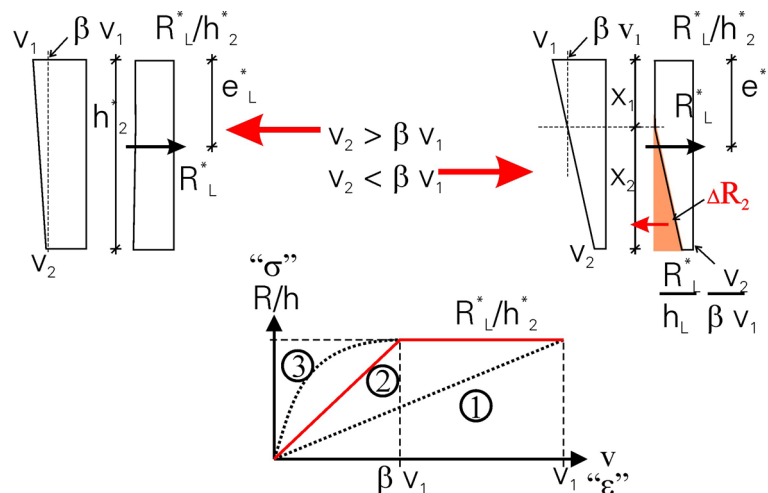


Bild 69: Reduktion der Last vor dem Dübel –  $\Delta R_2$

Fig. 69: Reduction of the force in front of the lug –  $\Delta R_2$

Dieser scheinbare Widerspruch kann aufgelöst werden, wenn man sich die Sichtweise vergegenwärtigt. Bild 64 stellt die Abminderung aus der Sicht von  $V_E$  dar. Diese äußere Last ist aber ein Produkt aus  $R_{Lug}$  und einer Kontaktkraft aus einem

hinteren Anliegen des Dübels. Eine hintere Kontaktkraft  $R_{Rear}$  nach Bild 66 reduziert  $V_E$  bei gleich bleibendem  $R_{Lug}$ . Diese Kontaktkraft  $R_{Rear}$  hat gleichzeitig den Vorteil, dass der physikalischen Bedingung Rechnung getragen wird, dass hinter dem Dübel ebenfalls Beton vorhanden ist. Da dieser nicht direkt belastet ist, hat er im günstigsten, hier angesetzten, Fall keine Lastverformung erfahren. Damit kann  $v_3$  also minimal 0 werden, und hiermit erklärt sich auch, warum beim Ansatz von  $\Delta R_2$  keine Reduktion der wirksamen Dübeleinbindetiefe erforderlich ist. Die Verschiebung  $v_2$  ist immer 0, da  $v_3$  minimal 0 ist.

Für einen ersten Schritt wird also die Verformung am Dübel für eine Rechtecklast und ein eventuelles hinteres Anliegen errechnet. Es gilt:

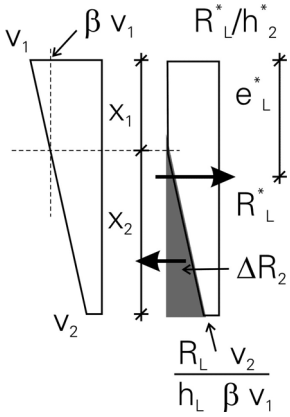
Dübelverformung für eine Rechtecklast  $R_L$  auf  $h_2$  und  $R$

$$\begin{aligned}
 v_1 &= v_L^* \\
 v_2 &= v_L^* - h_2^* \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2}}{8 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) + R_R \left( \frac{h_L^{*2} (3 \cdot h_L - h_2^*)}{6 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{GA_L} \right) \\
 v_3 &= v_L^* - h_L \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2} (h_L - h_2^*)}{24 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) + R_R \left( \frac{h_L^3}{3 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_L}{G \cdot A_L} \right) \geq 0
 \end{aligned} \tag{6.22}$$

Aus der Bedingung  $v_3 \geq 0$  lässt sich  $R_{Rear}$  berechnen, somit sollte erst  $v_3$  bestimmt werden, danach ein eventuelles  $R_{Rear}$  und zuletzt dann  $v_2$  (Anmerkung:  $v_3$  kann ohne den Anteil aus  $R_R$  berechnet werden, da  $R_R$  immer so definiert ist, dass  $v_3 > 0$  wird).

$$\begin{aligned}
 \text{für } v_3 \geq 0 \text{ gilt: } R_{Rear} &= 0 \\
 \text{für } v_3 < 0 \text{ gilt: } R_{Rear} &= -v_3 \cdot \left( \frac{3 \cdot EI_L}{h_L^3} + \frac{GA_L}{1,2 \cdot h_L} \right)
 \end{aligned} \tag{6.23}$$

Die Reduktion von  $R_{Lug}^*$  zu  $R_{Lug}$  findet dann über  $\Delta R_2$  statt. Die Kraft  $\Delta R_2$  ist dabei als die Resultierende der Dreiecksbeanspruchung aufzufassen, die von der Rechteckbeanspruchung abgezogen wird:

$$\begin{aligned}
 x_1 &= \frac{v_1 \cdot (1 - \beta)}{(v_1 - v_2)} \cdot h_2^* \\
 x_2 &= h_2^* - x_1 \\
 e_{L,cal} &= \frac{R_L \cdot \frac{h_2^*}{2} - \Delta R_R \cdot \left( h_2^* - \frac{2}{3} \cdot x_2 \right)}{R_L - \Delta R_R} \\
 \alpha_2 &= \frac{e_{L,cal}}{h_2^*} = \frac{R_L \cdot \frac{h_2^*}{2} - \Delta R_R \cdot \left( h_2^* - \frac{2}{3} \cdot x_2 \right)}{h_2^* \cdot (R_L - \Delta R_R)} \\
 \alpha_3 &= \frac{R_{L,cal}}{R_L^*} = \frac{R_L - \Delta R_R}{R_L^*}
 \end{aligned}
 \tag{6.24}$$


$$\begin{aligned}
 \Delta R_2 &= \frac{R_L^*}{h_2^*} \cdot \left( 1 - \frac{v_2}{\beta \cdot v_1} \right) \cdot \frac{x_2}{2} \quad \text{für } 0 \leq v_2 \leq \beta \cdot v_1 \\
 \Delta R_2 &\geq 0
 \end{aligned}
 \tag{6.25}$$

Allgemein müssen am Dübel die Verformungen aus Verdrehung der Einspannstelle sowie Verbiegung und Verzerrung am Dübel betrachtet werden. Hierbei ist es meist ausreichend, die Biegeverformungen zusätzlich zu den Verformungen aus Verdrehung der Einspannstelle zu betrachten. Die Schubverformungen fallen meist größenordnungsmäßig vernachlässigbar klein aus. Dies kann sich aber ändern, wenn andere Dübelquerschnittsformen wie T- und I-Querschnitte betrachtet werden. Für diese Querschnittsformen wird das vorgestellte Verfahren nicht ungültig, die Reduktion der Lastabtragung vor dem Dübel muss nur eventuell auf die Querrichtung ausgedehnt werden. Es wird dann ein äquivalenter Ansatz zu Bild 69 auf Spannungsebene definiert.



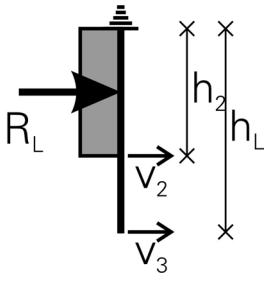
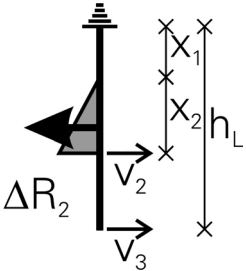
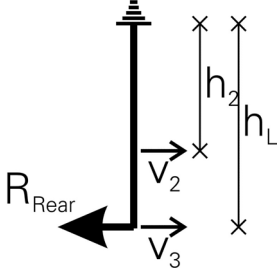
|   |   |        |
|---|---|--------|
| <p>Rechteckbeanspruchung</p> <p><math>R_L</math></p>         | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug}}{8} \cdot h_2^2$ $v_3 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug}}{24} \cdot h_2^2 \cdot (h_L - h_2)$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug} \cdot h_2}{2}$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug} \cdot h_2}{2}$  | (6.26) |
| <p>Dreieckbeanspruchung</p> <p><math>\Delta R_2</math></p>  | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{\Delta R_2}{90EI_{Lug}} \cdot (30 \cdot h_2^3 - 15 \cdot h_2^2 \cdot x_2 + x_2^3)$ $v_3 = \frac{\Delta R_2}{180EI_L} \left( \begin{aligned} &h_L (90h_2^2 - 60h_2x_2 + 15x_2^2) \\ &+ h_2 (15x_2^2 - 30x_2h_2 + 30h_2^2) \\ &- 2x_2^3 \end{aligned} \right)$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \Delta R_2 \cdot x_2 \cdot \left( \frac{x_1}{2} + \frac{x_2}{3} \right)$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \Delta R_2 \cdot x_2 \cdot \left( \frac{x_1}{2} + \frac{x_2}{3} \right)$ | (6.27) |
| <p>Einzellast <math>R_R</math></p>                         | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{R_R}{6EI_{Lug}} \cdot h_2^2 \cdot (3h_L - h_2)$ $v_3 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_R}{3} \cdot h_L^3$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot R_R \cdot h_2$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot R_R \cdot h_{Lug}$   | (6.28) |

Bild 70: Zusammenstellungen der Verformungen am Dübel – System Kragarm

Fig. 70: Lists of the deformations at the lug - cantilever arm

## **6.7 LUG – VERGLEICH DER NACHRECHNUNG MIT DEN VERSUCHSWERTEN**

Das oben beschriebene Berechnungsverfahren soll seine Qualität im Vergleich mit den in den Versuchen gewonnen Werten zeigen. An dieser Stelle ist es notwendig, die Anpassung der 2D-Rechnung an die 3D-Wirklichkeit vorzunehmen, um sowohl die zusätzlichen Versuchswerte aus der FEM-Berechnung als auch die realen Versuchswerte nachrechnen zu können. Hierbei sind vor allem 2 Dinge zu berücksichtigen:

- Mehraxialfaktor zur Berücksichtigung der 3axialen Festigkeitssteigerung
- Reibung im System

Der Mehraxialfaktor beschreibt die Festigkeitssteigerung für druckbeanspruchten Beton beim Übergang von einaxialer, zu 3axialer Beanspruchung. Nach der Literatur und nach eigenen Versuchsergebnissen kann dieser mit 4 bis 5 abgeschätzt werden. Auf der sicheren Seite liegend wird dieser Faktor im Weiteren mit dem Wert 4,0 angesetzt. Dies ist etwas konservativ, aber hinreichend genau für normalfeste Betone.

Zwischen der Grundplatte und dem Betongrund herrscht in der Praxis immer Reibung. Auch wenn diese zu Bemessungszwecken auf der sicheren Seite liegend nicht angesetzt wird, so ist sie für die Nachrechnung zu berücksichtigen. Die Reibung fällt bei den Versuchen recht hoch aus, da für die in den Beton eingegossenen Versuchskörper im Allgemeinen Haftreibung angesetzt werden kann. Die Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl ist hierbei immer nahezu null, da die Verformungen durch ein Zusammendrücken des Betons hervorgerufen werden. Erst nach dem Bruch einzelner Betonbereiche tritt ein Gleiten auf. Wohl etwas konservativ wird hier der Reibungsbeiwert zu 0,2 gesetzt, wobei realistische Werte für die Reibung durchaus bei 0,5 liegen können, jedoch im praktischen Tragverhalten nicht abgesichert werden können. Diese Werte sind bereits im obigen Formelapparat eingebaut und sollen hier nur noch kurz bezüglich ihrer Wirkung betrachtet werden. Weiterhin zu berücksichtigen ist die Ankerkopfverschiebung. Als Zuganker werden hier Kopfbolzendübel eingesetzt. Werden diese voll belastet, so entsteht am Kopf ein extrem hoher räumlicher Spannungszustand. Im Bereich dieser extremen Betonausnutzung muss neben der planmäßigen Ankerschaftverlängerung noch ein Kopfschlupf infolge Zusammendrückens des Betons berücksichtigt werden. Für normale Kopfbolzen Ø22 und die im Versuch gewählte Kopfausbildung mit Ankerplatte werden diese Werte nach Tabelle 9 abgeschätzt. Für handelsübliche Kopfbolzen ergibt sich dieser zusätzliche Ankerweg zu 1 mm und entsprechend zu 0,2 mm für die im Versuch gewählte Konstruktion aus Baustahl und Ankerplatte.

Diese Werte mögen klein erscheinen, können jedoch die Ergebnisse wesentlich beeinflussen, da bei der gewählten Ausbildung der Einbauteile diese Kopfverschiebung

immerhin noch zur Hälfte am Dübel wirksam wird und hier die Ausbildung der Querdehnungsbehinderung maßgebend beeinflusst.

|                                  | Bolzen Ø22  | Betonstahl Ø22  |
|----------------------------------|---|---|
| Fläche im Schaft                 | 3,8 cm <sup>2</sup>   | 3,8 cm <sup>2</sup>   |
| $N_{Rk,s}$                       | 171 kN  | 190 kN  |
| Fläche Kopf                      | 8,04 - 3,8 = 4,24 cm <sup>2</sup>                                   | 25,0 - 3,8 = 21,2 cm <sup>2</sup>                                   |
| $\sigma_{Beton}$                 | 403,1 N/mm <sup>2</sup>   | 89,6 N/mm <sup>2</sup>  |
| $erf A_C$ 23/2 N/mm <sup>2</sup> | $\frac{171000 \text{ N}}{11,5 \text{ N/mm}^2} = 148,7 \text{ cm}^2$ | $\frac{190000 \text{ N}}{11,5 \text{ N/mm}^2} = 165,2 \text{ cm}^2$ |
| $erf h$ bei 2:1                  | 10,13 cm  | 8,24 cm   |
| $\varepsilon_{Mittel}$           | $\frac{207,3 \text{ N/mm}^2}{210000 \text{ N/mm}^2} = 0,99\%$       | $\frac{50,6 \text{ N/mm}^2}{210000 \text{ N/mm}^2} = 0,24\%$        |
| $\Delta l_{Kopf}$                | <b>1,0 mm</b>   | <b>0,2 mm</b>   |

Tabelle 9: Abschätzung Kopfbewegung

Zusammenfassend erhält man die Faktoren:

- Mehraxialfaktor: 4,4
- Reibung: 0,2
- Ankerkopfverschiebung: 0,2 mm

Wendet man diese 3 Faktoren an, so ergibt sich für die Nachrechnung der Versuchswerte die in Bild 71 dargestellte Situation. Es können verhältnismäßig viele Versuche herangezogen werden, da die meisten Versuche nach dem Brechen der Stirnseite –  $V_{KS}$ -Versagen – eine weitere Belastung zugelassen haben und damit sichergestellt ist, dass ab hier nur der Dübel getragen hat. Durch die konservative Wahl von Reibung und Mehraxialfaktor liegt die Berechnung insgesamt mehr auf der sicheren Seite – Rechenwert < Versuchswert. Dargestellt ist die Berechnung der Betontragfähigkeit für alle Versuche. Die eigentlich ungültigen Versuche werden mit einem Kreuz gekennzeichnet. Hier ist in der Praxis ein Ankerbruch nach Tabelle 10 eingetreten und es soll lediglich die zu erwartende Last dargestellt werden, um das Ankerversagen auch rechnerisch absichern zu können.

|                    | Kopfbolzen | Baustahl                       |                                |
|--------------------|------------|--------------------------------|--------------------------------|
|                    |            | $f_{y,k} = 500 \text{ N/mm}^2$ | $f_{y,k} = 525 \text{ N/mm}^2$ |
| Anker Bolzen Ø22   | 171 kN     | –                              | –                              |
| Anker Baustahl Ø22 | –          | 190 kN                         | 200 kN                         |
| Anker Baustahl Ø25 | –          | 245 kN                         | 278 kN                         |

Tabelle 10: Ankerbruchlasten für die verwendeten Zuganker

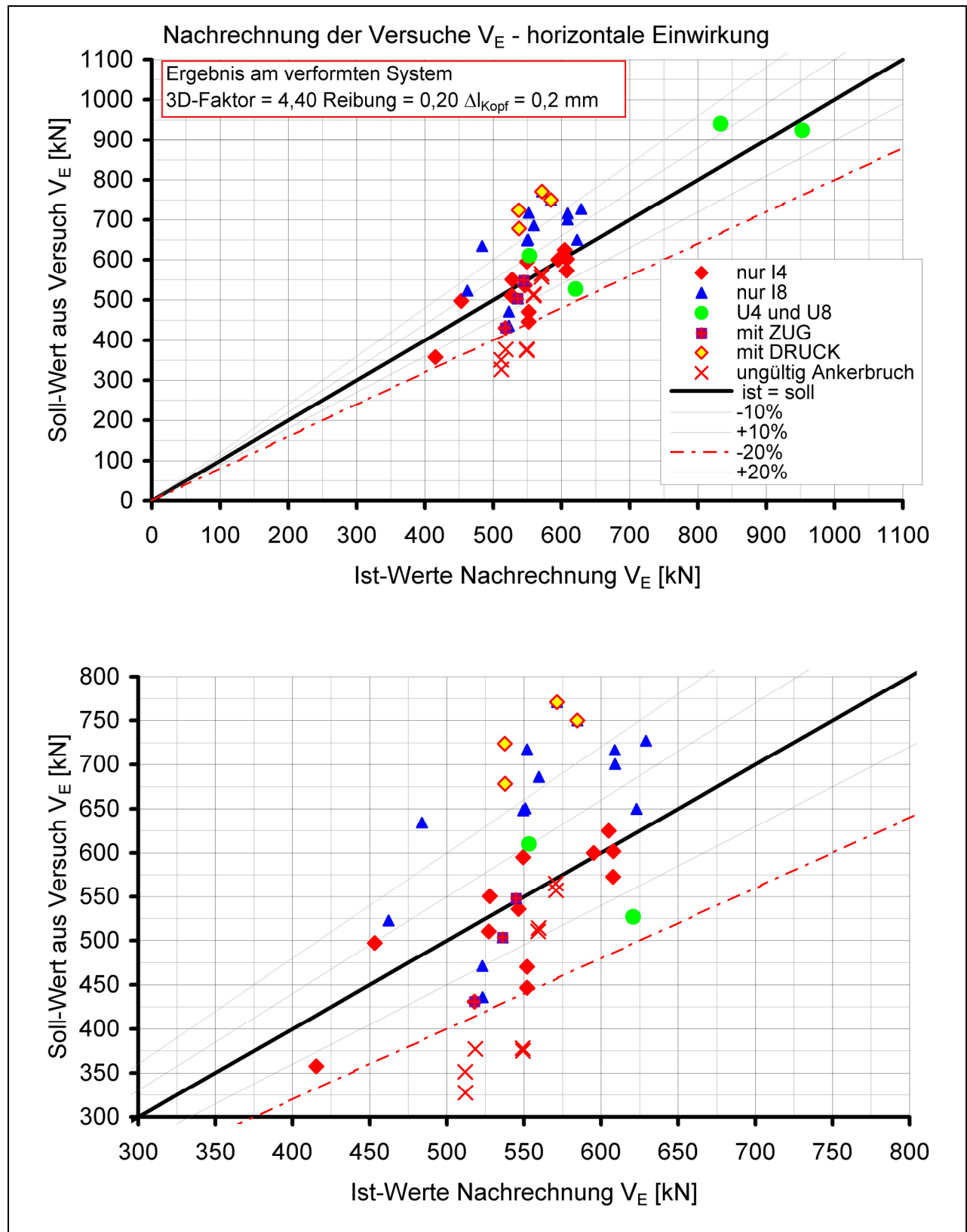


Bild 71: Nachrechnung für Versuche

Fig. 71: recalculation of the tests

### 6.7.1 EINFLUSS DES MEHRAXIALFAKTORS

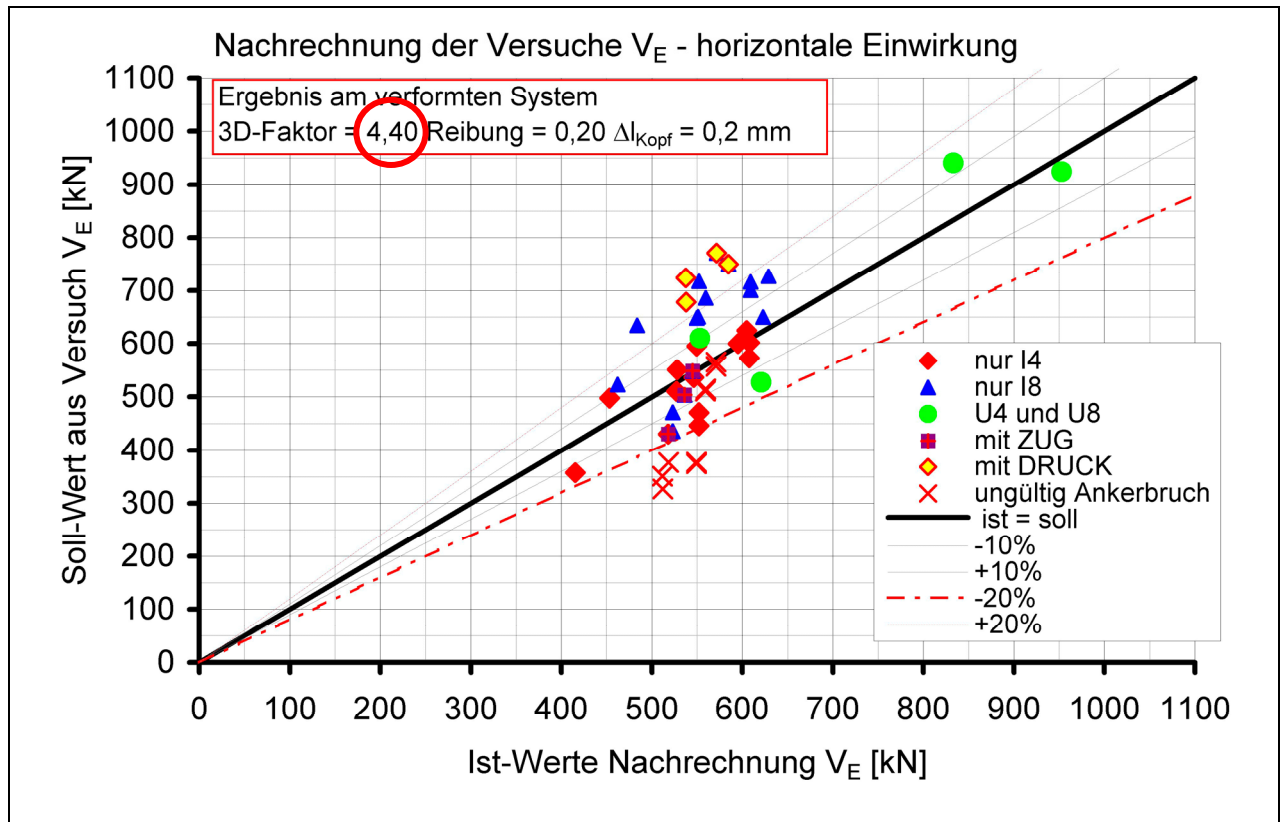


Bild 72: Variation des Mehraxialfaktors  $\alpha_{3D}$

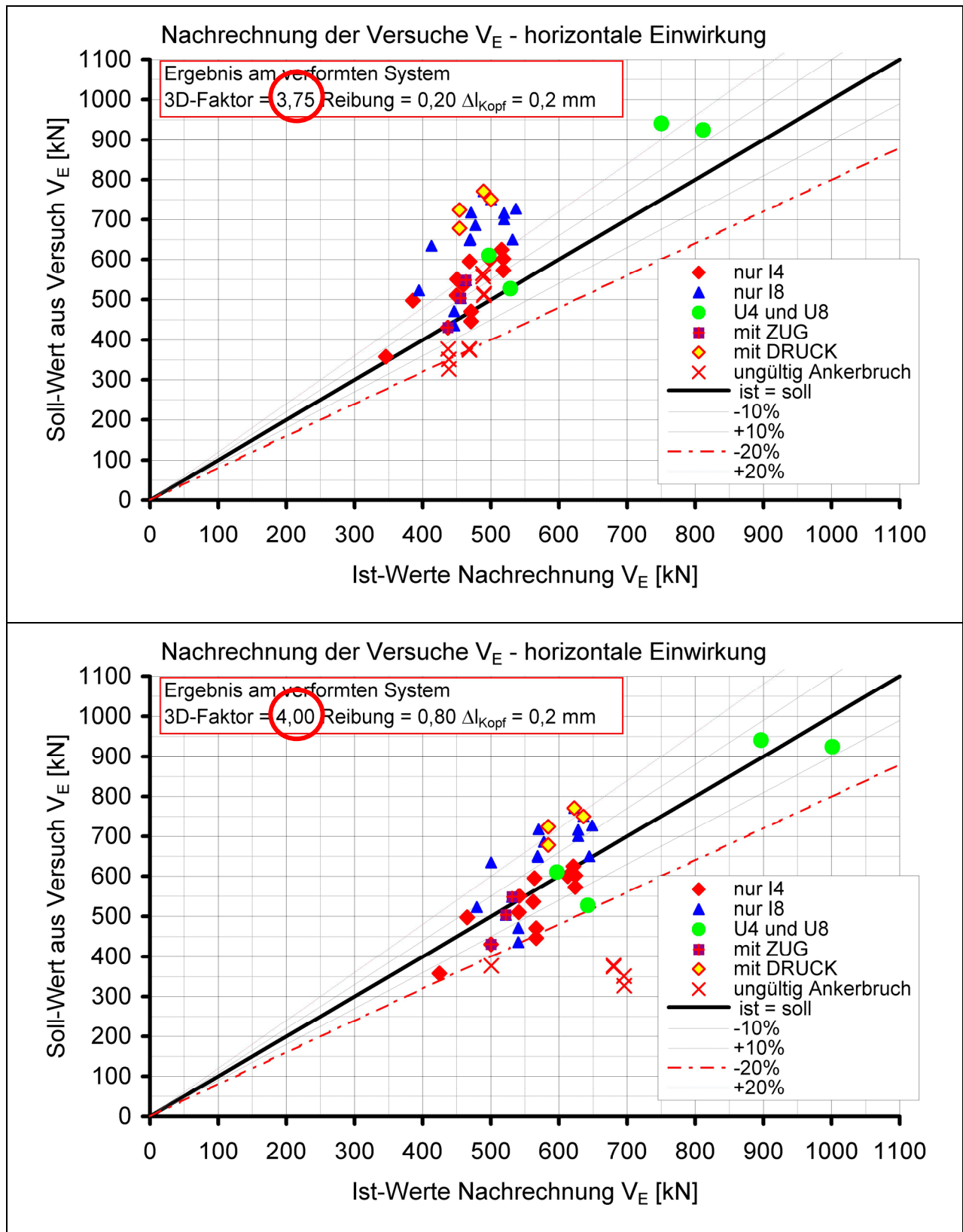
Fig. 72: recalculation of the tests – variation of  $\alpha_{3D}$

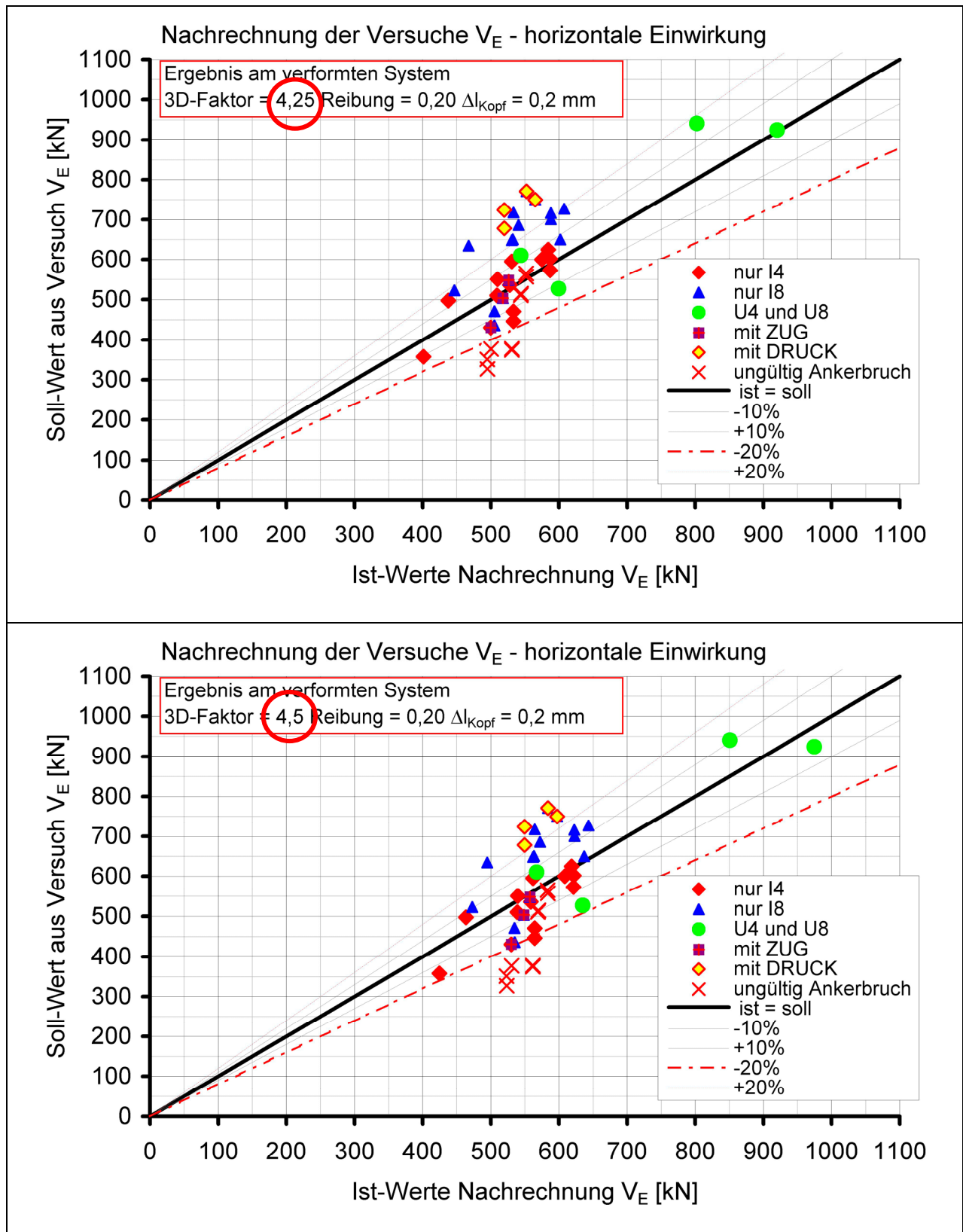
Der gewählte Mehraxialfaktor hat erwartungsgemäß den größten Einfluss auf die Nachrechnung. Mit einem Wert von 3,75 lassen sich alle Nachrechnungen der Versuchsergebnisse auf die sichere Seite bringen. Jedoch erscheint dies nicht sinnvoll.

Betrachtet man lediglich den Gesamtschwerpunkt der Versuchswolke, so scheint ein Faktor von 4,5, die beste Näherung zu ergeben. Dieser Wert wäre auch durchaus aus den vorhandenen Untersuchungen zur mehraxialen Betondruckfestigkeit ablesbar. Am besten geeignet erscheint hingegen der Wert 4,40. Später wird  $\alpha_{3D}^2 = 4,4$  gesetzt, und damit  $\alpha_{3D} = 2,1$ .

Will man im Ganzen die Versuchsergebnisse mit den Rechenwerten maximal um 10 % überschätzen, so muss der Faktor auf 4,00 begrenzt werden.

- Mehraxialfaktor: 3,75, **4,00**, 4,25 4,40 und 4,5

Bild 72: Variation des Mehraxialfaktors  $\alpha_{3D}$  – Teil 2Fig. 72: recalculation of the tests – variation of  $\alpha_{3D}$  – Part 2.

Bild 72: Variation des Mehraxialfaktors  $\alpha_{3D}$  – Teil 3Fig. 72: recalculation of the tests – variation of  $\alpha_{3D}$  – Part 3.

## 6.7.2 EINFLUSS DER REIBUNG

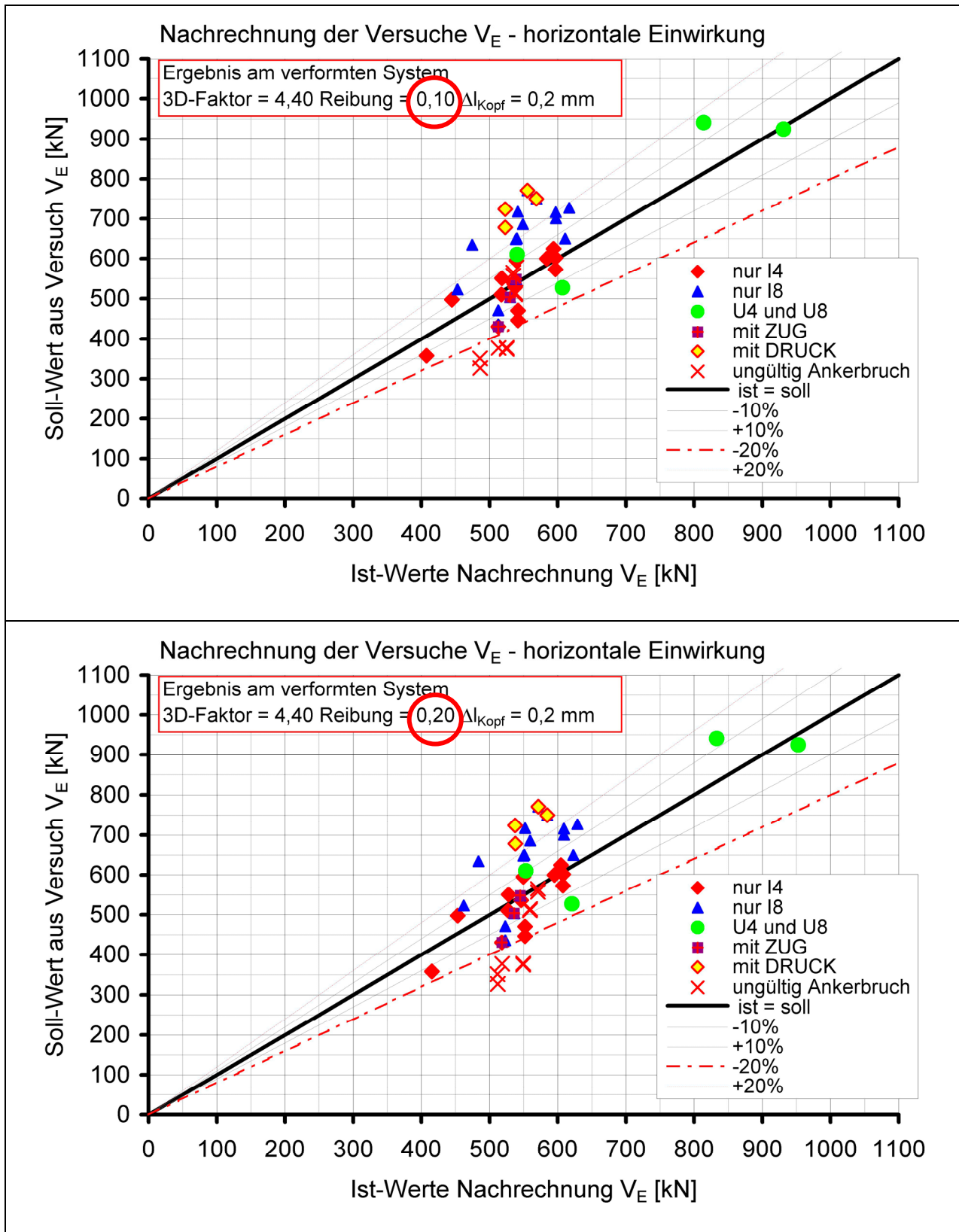


Bild 73: Nachrechnung der Versuche – Variation der Reibung

Fig. 73: recalculation of the tests – variation of friction



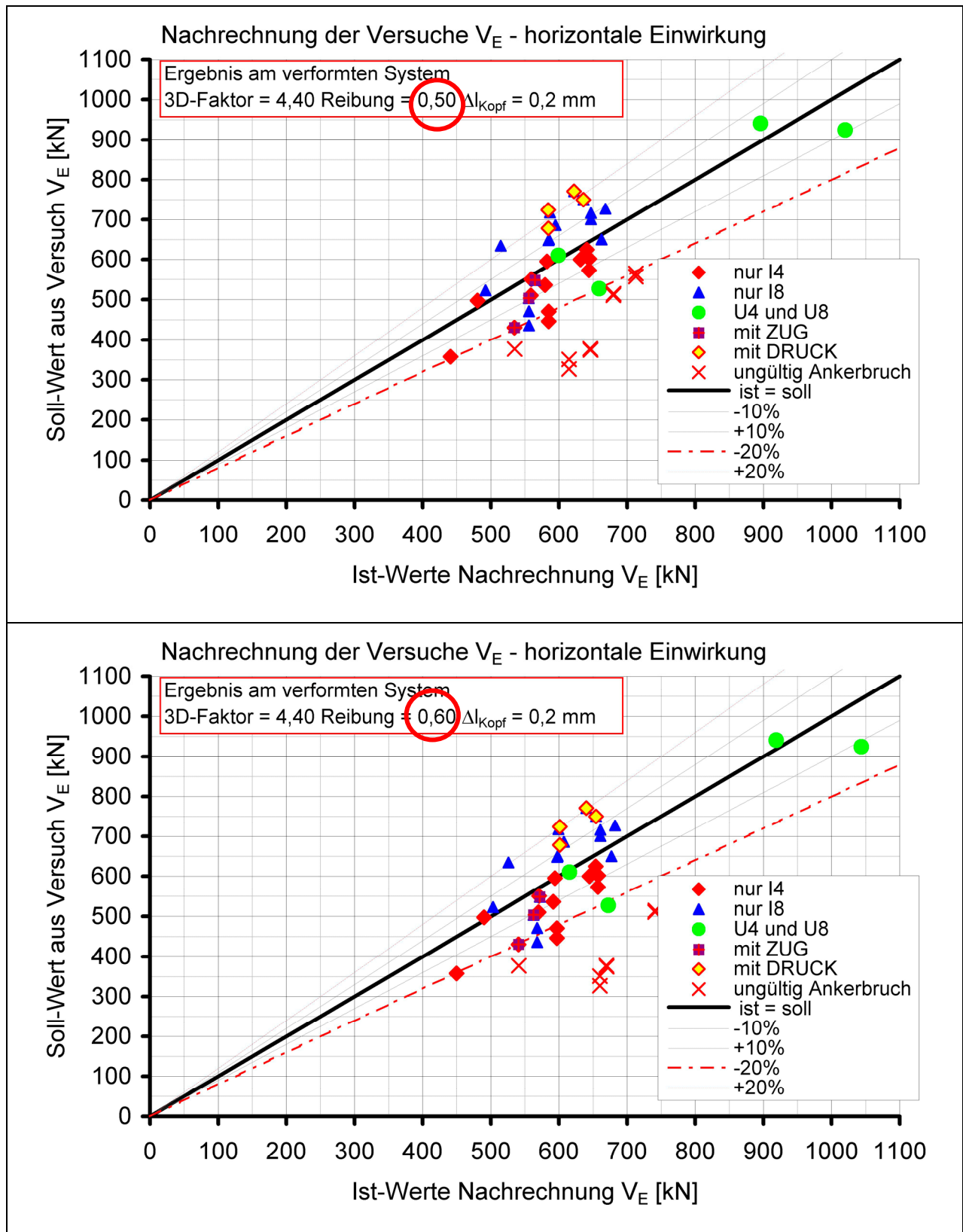


Bild 73: Nachrechnung der Versuche – Variation der Reibung – Teil 2

Fig. 73: recalculation of the tests – variation of friction – Part 2

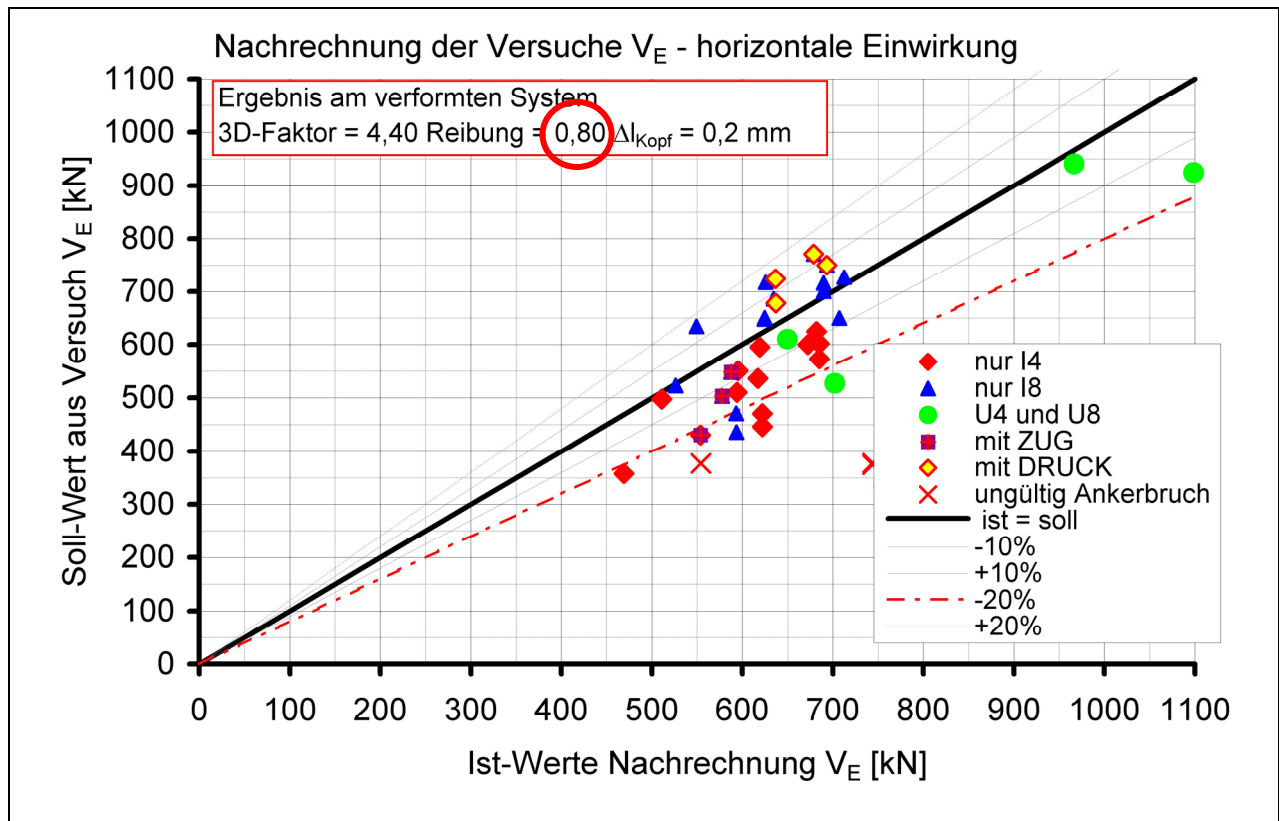


Bild 73: Nachrechnung der Versuche – Variation der Reibung – Teil 3

Fig. 73: recalculation of the tests – variation of friction – Part 3

Ein ausgewogenes Bild zeigt sich für Reibungsbeiwerte um 50%. Dies entspricht der Überlegung, dass eigentlich eine Haftreibung, wenn nicht sogar ein gewisser Verbund, wirksam ist. Da es sich bei der Reibung jedoch um eine unsichere Größe handelt, wird empfohlen, die Reibung lediglich mit 20 % anzusetzen und dies bei der Festlegung der Sicherheitsfaktoren zu berücksichtigen. Ein Reibungsbeiwert von 50 % kann die Versuche mit zusätzlicher Druckbeanspruchung – gelber Wert in roter Raute – maßgeblich verbessern. Zumindest bei Versuchen mit zusätzlicher Druckbeanspruchung ist die tatsächliche Reibung in diesem Bereich zu suchen, während bei den Versuchen ohne zusätzliche Druckbeanspruchung oder gar mit zusätzlicher Zugbeanspruchung der vorhandene Reibungsbeiwert eher bei 0,2 liegt. Ein Wert von 20 % würde für die Versuchsmenge bedeuten, dass kein Rechenwert das Versuchsergebnis um mehr als 20 % überschätzt.

Der Umstand, dass die Versuche mit zusätzlicher Druckbeanspruchung dann unterschätzt werden, ist modellbedingt. Bei einer Zugankerbeanspruchung auf Druck könnte im ganzen Modell Reibung angesetzt werden. Dieser positive Effekt wird aber nicht berücksichtigt und somit modellbedingt unterschlagen.

- Reibung: 0,10, 0,20, 0,50, 0,60 und 0,8

### 6.7.3 EINFLUSS DER ANKERKOPFVERSCHIEBUNG

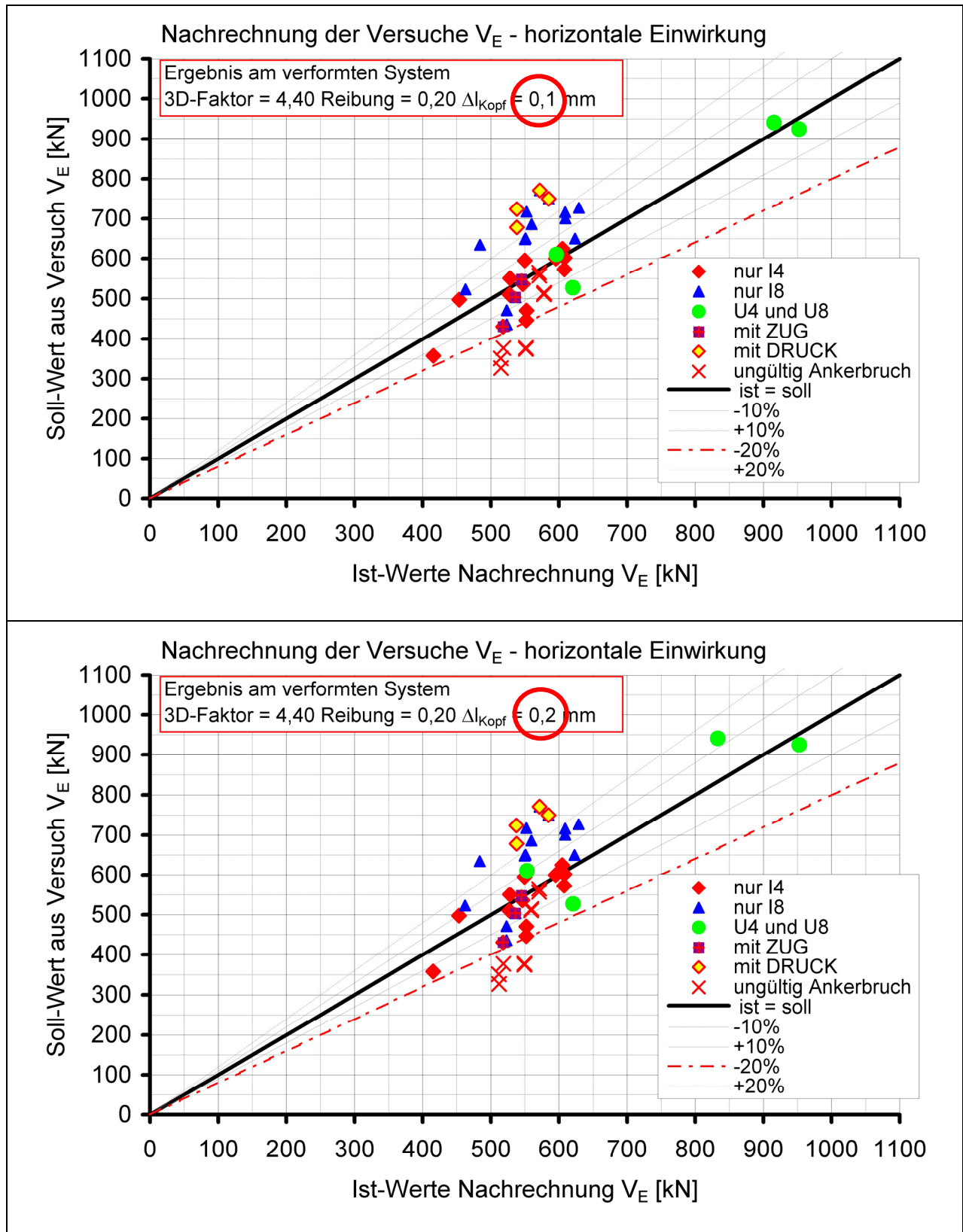


Bild 74: Nachrechnung der Versuche – Variation der Ankerkopfverschiebung

Fig. 74: recalculation of the tests – variation of shift of anchor head

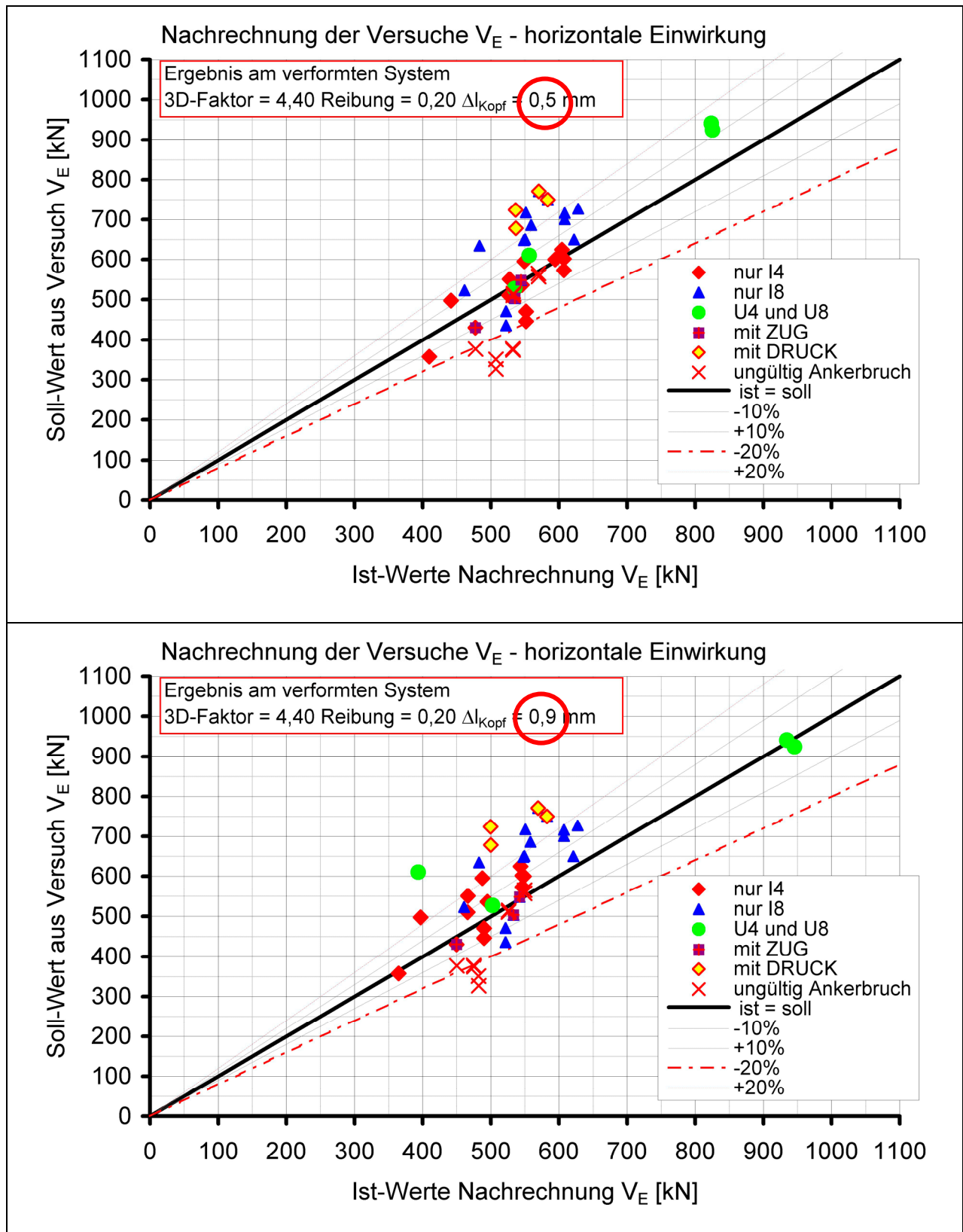


Bild 74: Nachrechnung der Versuche – Variation der Ankerkopfverschiebung - Teil 2

Fig. 74: recalculation of the tests – variation of shift of anchor head – Part 2

Die Ankerkopfverschiebung hat einen kleineren Einfluss auf das Ergebnis der Berechnung als erwartet. Lediglich für die extrem steifen Dübel der Klasse U8 – grüne Punkte oberhalb 900kN – wirkt sich eine größere Ankerkopfverschiebung aus. Da die Biegung im Dübel extrem gering ist, macht sich die Gesamtverdrehung des Einbauteils hier deutlicher bemerkbar. Der Wert der Ankerkopfverschiebung wird auf dem theoretisch ermittelten Wert von 0,2 mm belassen. (Anmerkung: Für Kopfbolzendübel als Anker wird ein Wert von 1,0 mm erwartet.)

- Ankerkopfverschiebung: 0,1, **0,2**, 0,5 und 0,9 mm

#### **6.7.4 FAZIT**

Der Ansatz von 20 % für die Reibung ist wahrscheinlich deutlich zu niedrig, Werte von bis zu 50 % sind durchaus denkbar. Wegen der der Reibung innewohnenden Streuung und Unsicherheit sollte sie jedoch nicht höher angesetzt werden. Ebenso sollte die Ankerkopfverschiebung pauschal mit 0,2 mm angesetzt werden. Der Mehraxialfaktor kann zu  $2,1^2 = 4,41$  gewählt werden, dann werden einige wenige Versuche um bis zu 10 % überschätzt, der Rest wird wirtschaftlicher bemessen. Für die Nachrechnung ergibt sich somit ein Bild zwischen den in Bild 75 dargestellten Grenzfällen.

Es sei auch hier darauf hingewiesen, dass, um die Tragfähigkeit der Einbauteile zu ermitteln bzw. mit den Versuchswerten zu vergleichen, auch die Ankertragfähigkeit, die Dübeltragfähigkeit und die Tragfähigkeit aller Verbindungsmittel geprüft werden muss.

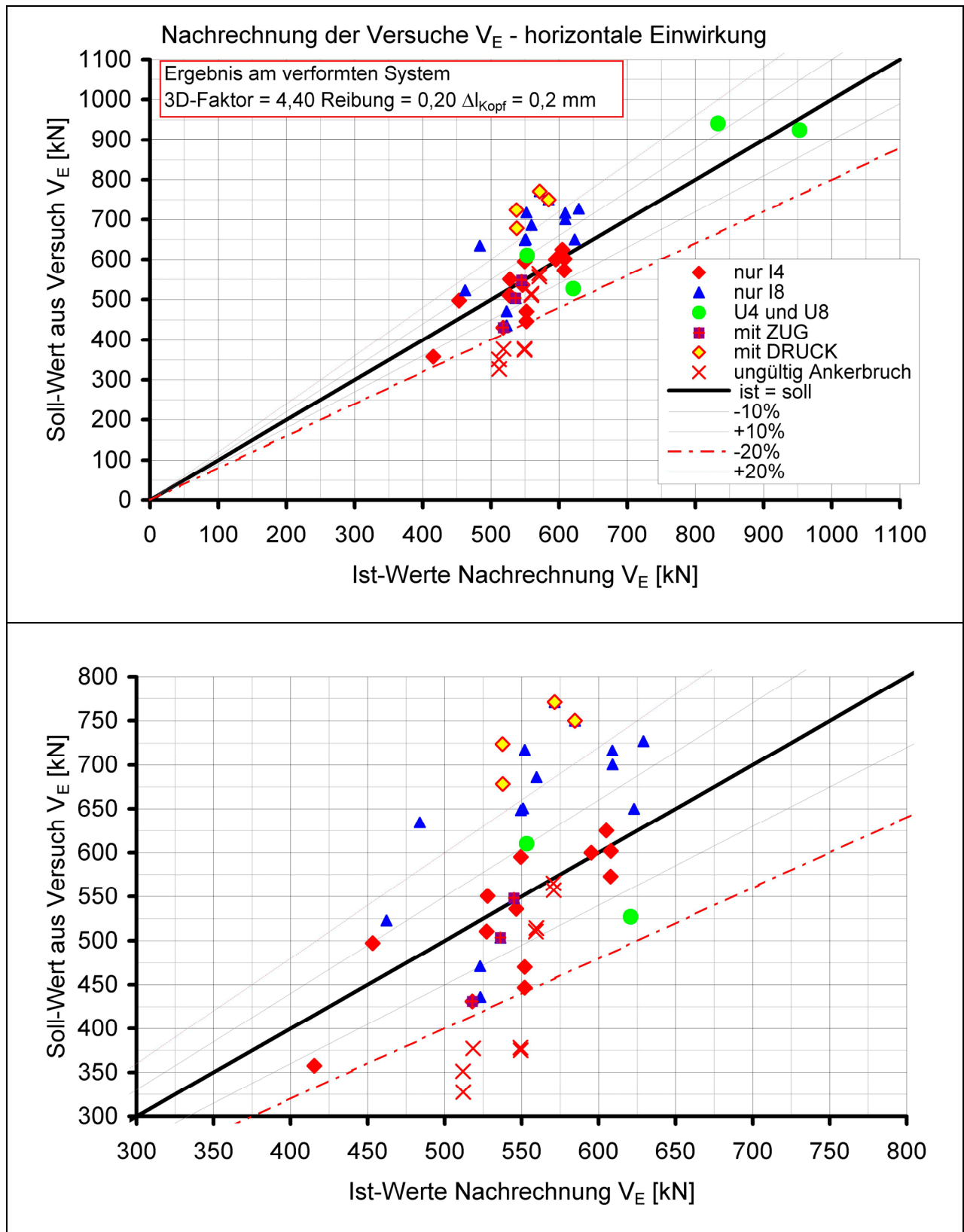


Bild 75: Modell LUG – zu wählende Faktoren

Fig. 75: Model LUG - factors to be chosen

## 6.8 LUG – VERFORMUNGSBERECHNUNG

Die Grundidee des Verfahrens ist, die Modelle BASE und LUG kombinieren zu können. Zu dieser Kombination soll das Kriterium gleicher Verschiebungen genutzt werden. Hierzu muss eine Last-Verschiebungsbeziehung definiert, oder besser hergeleitet werden. Die Verformung, sprich Verschiebung, der Grundplatte bzw. des Einbauteiles, wird hierzu betrachtet und anhand der Versuchsergebnisse kalibriert. Der Grundwert der Verschiebungen ist ein Rechenwert zur Berechnung der Korrektur am Dübel. Er beinhaltet die Zusammenpressung des Betons vor dem Dübel infolge Lasteinleitung am Dübel. Daher kann auch für den Betonkörper hinter dem Dübel die Verformung/Verschiebung auf den Wert Null gesetzt werden. Die realen Verschiebungen sind erheblich größer und beinhalten im Bereich der Bruchlast auch erhebliche Verschiebungsanteile, die auf ein Kriechen zurückzuführen sind (plastisches Betonkriechen).

Die vorhandene Datenbasis basiert auf Versuchen, bei denen der Vorgang der Belastungssteigerung immer wieder unterbrochen wurde, um das Einbauteil beobachten zu können. Versuchstechnisch wurde zumeist die Belastung in Intervallen gesteigert und zwischen den Intervallen Standzeiten von 2 bis 3 Minuten eingefügt. Die Datenbasis muss um diese Standzeiten korrigiert werden, in denen das plastische Betonkriechen auftritt. Dazu müssen die Verformungen während dieser Standzeiten nun herausgerechnet werden. Zur Kontrolle hierfür gibt es auch Tests ohne Standzeiten (Standzeit = die Belastungssteigerung wurde im Versuch unterbrochen, um bei gleicher Last das Rissbild aufnehmen zu können). Die entsprechend um die Standzeiten korrigierte Datenbasis liefert für die Verformungsmessung im Punkt  $w_4$  (auf dem Anker) Werte entsprechend Tabelle 12. Die angegebenen Werte werden mit Expertenwissen aus der korrigierten Verformungsaufnahme der Versuche extrahiert.

Vergleicht man die so gewonnenen Werte mit dem Grundwert der Verschiebung im Modell LUG, so erhält man:

$$\begin{aligned} w_{4B} &= 5 \cdot v_{Base}^* && \text{für starre 4-cm-Dübel} \\ w_{4B} &= 2 \cdot v_{Base}^* && \text{für weiche 4-cm-Dübel} \\ w_{4B} &= 1,1 \cdot v_{Base}^* && \text{für weiche 8-cm-Dübel,} \end{aligned}$$

wobei die Streuung sehr hoch ausfällt und dieses Ergebnis nur vermutet werden kann. Somit ist der aktuelle Bruchverschiebungsweg abhängig von der Steifigkeit der Dübelkonstruktion bzw. der Dübelausbildung. Als Parameter müssen die Dübelsteifigkeit  $EI$  und die Dübeleinbindetiefe berücksichtigt werden. Beide Parameter können als Einheitsdurchbiegung — Dübel als Kragarm — zusammengefasst werden. Dann kann für die Beziehung der Bruchverschiebung zum Grundwert der Verschiebung eine einfache Formel angegeben werden.

$$w_{4B} / v_{Lug}^* \approx 0,1 \cdot \left( \frac{EI_{Lug}}{h_{Lug}^3} \right)^{0,25} \approx 0,09 \cdot \left( \frac{EI_{Lug}}{h_{Lug}^3} \right)^{0,25} \quad (6.29)$$

| $w_{4B} / v_{Base}^*$ | $EI_{Lug}$<br>[Nmm <sup>2</sup> ] | $I_{Lug}$<br>[mm] | $\frac{EI_{Lug}}{I_{Lug}^3}$ | $0,09 \cdot \left( \frac{EI_{Lug}}{I_{Lug}^3} \right)^{0,25}$ | $0,1 \cdot \left( \frac{EI_{Lug}}{I_{Lug}^3} \right)^{0,25}$ |
|-----------------------|-----------------------------------|-------------------|------------------------------|---|--|
| 5                     | 7,168 e11                         | 40                | 11200000                     | 5,2   | 5,8  |
| 2                     | 1,120 e10                         | 40                | 175000                       | 1,8   | 2,0  |
| 1,1                   | 1,120 e10                         | 80                | 21875                        | 1,1   | 1,2  |

Tabelle 11: Vergleich der Parameter

Im Weiteren wird die Formel mit dem Faktor 0,09 bevorzugt.

$$v_{Lug,u} = 0,09 \cdot \left( \frac{EI_{Lug}}{h_{Lug}^3} \right)^{0,25} \cdot v_{Lug}^* \quad (6.30)$$

Für die Kraft-Verschiebungs-Beziehung wird eine Parabelbeziehung analog dem Parabel-Rechteck-Diagramm angesetzt. Für den Exponenten der Parabel sind Werte im Bereich von 1,41 und 1,60 sinnvoll, siehe Grafik. Im ersten Fall ergibt sich eine Anfangssteigung der Verschiebungs-Kraft-Beziehung von  $E_0$ , für den Wert  $n = 1,6$  wird am Start eine 1,1-fache Tangentensteifigkeit angesetzt.

$$R_{Lug,v} = -R_{Lug} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Lug,u}} \right)^n \right]$$

mit:

$$n = \sqrt{2} \quad E = E_0$$

$$n = 1,6 \quad E = 1,1 \cdot E_0$$

$$E_0 = \frac{R_{Lug}}{v_{Lug}^*}$$

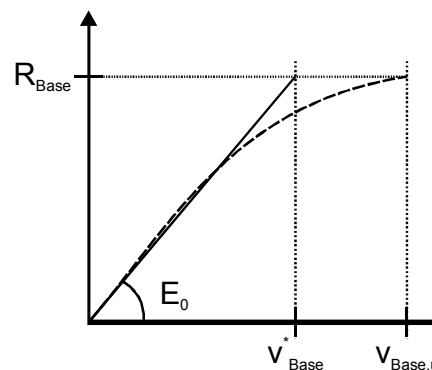


Bild 76: Definition der Verschiebung für das Modell LUG und Gegenüberstellung verschiedener Parabelexponenten

Fig. 76: Definition of the shift for the model of LUG and comparison of different parabolic exponents



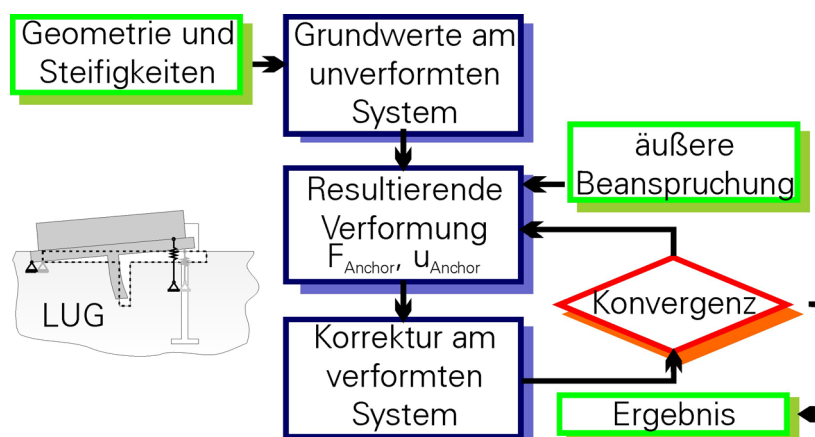
|    |      | Punkt A<br>im Versuch |                  |                  | Punkt B<br>im Versuch |                  | Rech-<br>nung        | Faktor                     | Faktor                     |
|----|------|-----------------------|------------------|------------------|-----------------------|------------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|
|    |      | $V_A$<br>[kN]         | $W_{4A}$<br>[mm] | $E_0$<br>[kN/mm] | $V_B$<br>[kN]         | $W_{4B}$<br>[mm] | $v_{Base}^*$<br>[mm] | $W_{4A}/v_{Base}^*$<br>[-] | $W_{4B}/v_{Base}^*$<br>[-] |
| 3  | 2.1  | 598                   | 0,416            | 1438             | 598                   | 0,416            | 0,2849               | 0,68                       | 0,68                       |
| 4  | 2.2  | 624                   | 0,384            | 1625             | 624                   | 0,384            | 0,2849               | 0,74                       | 0,74                       |
| 5  | 3.2  | 648                   | 0,429            | 1510             | 648                   | 0,429            | 0,5636               | 1,31                       | 1,31                       |
| 6  | 3.3  | 665                   | 0,446            | 1491             | 671                   | 0,499            | 0,5689               | 1,28                       | 1,14                       |
| 9  | 5.1  | 482                   | 0,309            | 1560             | 528                   | 0,402            | 0,1995               | 0,65                       | 0,50                       |
| 10 | 5.2  | 582                   | 0,419            | 1389             | 600                   | 0,468            | 0,2039               | 0,49                       | 0,44                       |
| 11 | 6.1  | 626                   | 0,455            | 1376             | 626                   | 0,455            | 0,3433               | 0,75                       | 0,75                       |
| 12 | 6.2  | 610                   | 0,38             | 1605             | 752                   | 0,900            | 0,3581               | 0,94                       | 0,40                       |
| 13 | 7.1  | 836                   | 0,615            | 1359             | 867                   | 0,749            | 0,3720               | 0,60                       | 0,50                       |
| 14 | 7.2  | 749                   | 0,727            | 1030             | 891                   | 1,5              | 0,3720               | 0,51                       | 0,25                       |
| 15 | 8.1  | 682                   | 0,517            | 1319             | 825                   | 0,978            | 0,3721               | 0,72                       | 0,38                       |
| 16 | 8.2  | 572                   | 0,403            | 1419             | 872                   | 1,231            | 0,3722               | 0,92                       | 0,30                       |
| 17 | 9.1  | 382                   | 0,144            | 2653             | 874                   | 0,765            | 0,7086               | 4,92                       | 0,93                       |
| 18 | 9.2  | 471                   | 0,439            | 1072             | 900                   | 1,6              | 0,7087               | 1,61                       | 0,44                       |
| 21 | 11.1 | 744                   | 0,420            | 1771             | 925                   | 1,428            | 0,2654               | 0,63                       | 0,19                       |
| 22 | 11.2 | 541                   | 0,291            | 1859             | 940                   | 2,00             | 0,2659               | 0,91                       | 0,13                       |
| 23 | 12.1 | 778                   | 0,323            | 2409             | 1030                  | 1,734            | 0,4528               | 1,40                       | 0,26                       |
| 24 | 12.2 | 522                   | 0,31             | 1684             | 751                   | 0,87             | 0,4550               | 1,47                       | 0,52                       |
| 27 | 14.1 | 470                   | 0,315            | 1492             | 534                   | 0,596            | 0,2640               | 0,84                       | 0,44                       |
| 28 | 14.2 | 505                   | 0,346            | 1460             | 594                   | 0,512            | 0,2655               | 0,77                       | 0,52                       |
| 29 | 15.1 | 507                   | 0,385            | 1317             | 570                   | 0,691            | 0,5039               | 1,31                       | 0,73                       |
| 30 | 15.2 | 489                   | 0,347            | 1409             | 622                   | 0,559            | 0,5064               | 1,46                       | 0,91                       |
| 33 | 17.1 | 319                   | 0,270            | 1181             | 355                   | 0,376            | 0,2171               | 0,80                       | 0,58                       |
| 34 | 17.2 | 350                   | 0,299            | 1171             | 403                   | 0,53             | 0,2302               | 0,77                       | 0,43                       |
| 35 | 18.1 | 466                   | 0,366            | 1273             | 504                   | 0,467            | 0,4319               | 1,18                       | 0,92                       |
| 36 | 18.2 | 547                   | 0,498            | 1098             | 548                   | 0,52             | 0,4503               | 0,90                       | 0,87                       |
| 37 | 19.1 | 402                   | 0,268            | 1500             | 402                   | 0,268            | 0,2559               | 0,95                       | 0,95                       |
| 38 | 19.2 | 355                   | 0,244            | 1455             | 370                   | 0,298            | 0,2560               | 1,05                       | 0,86                       |
| 39 | 20.1 | 425                   | 0,313            | 1358             | 499                   | 0,442            | 0,2559               | 0,82                       | 0,58                       |
| 40 | 20.2 | 520                   | 0,467            | 1113             | 548                   | 0,55             | 0,2562               | 0,55                       | 0,47                       |

Tabelle 12a: Rechnerische und gemessene Verschiebungen am Modell LUG

|    |      | Punkt A<br>im Versuch |                  |                  | Punkt B<br>im Versuch |                  | Rech-<br>nung | Faktor           | Faktor           |
|----|------|-----------------------|------------------|------------------|-----------------------|------------------|---------------|------------------|------------------|
|    |      | $V_A$<br>[kN]         | $W_{4A}$<br>[mm] | $E_0$<br>[kN/mm] | $V_B$<br>[kN]         | $W_{4B}$<br>[mm] | $V_A$<br>[kN] | $W_{4A}$<br>[mm] | $E_0$<br>[kN/mm] |
| 43 | 22.1 | 313                   | 0,377            | 830              | 349                   | 0,620            | 0,2666        | 0,71             | 0,43             |
| 44 | 22.2 | 230                   | 0,26             | 884              | 326                   | 0,576            | 0,2666        | 1,03             | 0,46             |
| 45 | 23.1 | 383                   | 0,283            | 1353             | 440                   | 0,480            | 0,2665        | 0,94             | 0,56             |
| 46 | 23.2 | 422                   | 0,428            | 986              | 451                   | 0,785            | 0,2666        | 0,62             | 0,34             |
| 49 | 25.1 | 326                   | 0,101            | 3228             | 326                   | 0,101            | 0,5009        | 4,96             | 4,96             |
| 50 | 25.2 | 498                   | 0,326            | 1528             | 528                   | 0,404            | 0,5081        | 1,56             | 1,26             |
| 52 | 26.2 | 170                   | 0,067            | 2537             | 626                   | 0,509            | 0,5126        | 7,65             | 1,01             |
| 55 | 28.1 | 340                   | 0,354            | 960              | 376                   | 0,482            | 0,4831        | 1,36             | 1,00             |
| 56 | 28.2 | 300                   | 0,286            | 1049             | 373                   | 0,541            | 0,4831        | 1,69             | 0,89             |
| 57 | 29.1 | 413                   | 0,483            | 855              | 470                   | 0,762            | 0,4826        | 1,00             | 0,63             |
| 58 | 29.2 | 395                   | 0,453            | 872              | 435                   | 0,589            | 0,4827        | 1,07             | 0,82             |

Tabelle 12b: Rechnerische und gemessene Verschiebungen am Modell LUG

## 6.9 LUG – ZUSAMMENSTELLUNG DER FORMELN

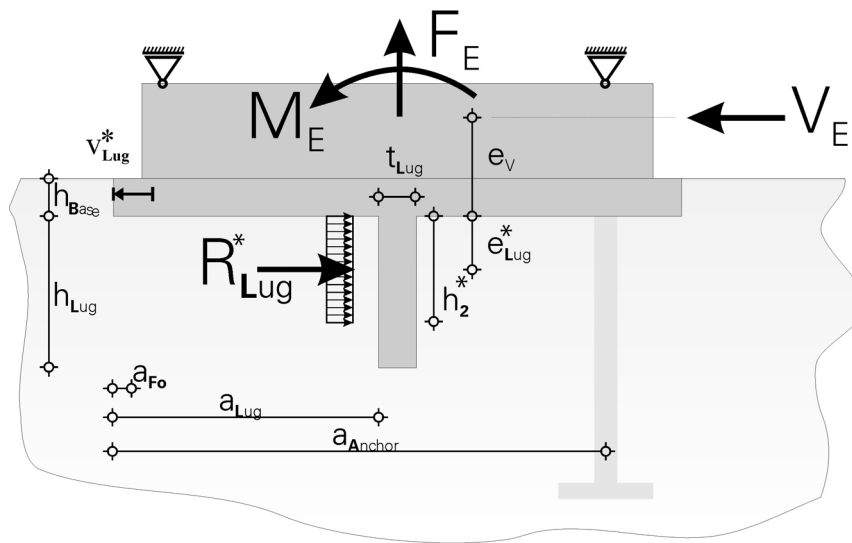


Die im Vorausgehenden hergeleitete und erläuterte Berechnung kann in das obige Schema gepresst werden. Im Weiteren wird das Vorgehen skizziert und anschließend alle erforderlichen Formeln kommentarlos zusammengestellt. Es sei darauf hingewiesen, dass im Kapitel 7 diese Berechnung noch einmal in kommentierter und erläuternder Form wiederholt wird.

Die Berechnung gliedert sich nach obigem Schema wie folgt:

- Ausgehend von der Geometrie und den Materialparametern
  - Abmessungen des Einbauteiles
  - Materialeigenschaften im Einbauteil
  - Materialeigenschaften des Ankergrundes
- Ermittlung der Grundwerte am unverformten System
  - Lastübertragung vor dem Dübel  $R_{Lug}^*$
  - Wirksame Einbindetiefe  $h_{Lug}^*$
  - anzusetzender Schwerpunkt  $e_{Lug}^*$
  - fiktive Verschiebung  $v_{Lug}^*$
- Unter Berücksichtigung der äußeren Lasten
  - $F_E$  und  $M_E$
  - Ermittlung der Ankerzugkraft  $F_{Anchor,Lug}$
  - Ermittlung der vertikalen Verformungen aus  $F_{Anchor,Lug}$
- Iterative Korrektur am verformten System
  - Berechnung der Verformungen infolge Ankerverformung
  - Berechnung der Querdrukkkraft vor dem Dübel  $F_{Lug}$
  - Berechnung der Dübeldurchbiegung  $v_1$ ,  $v_2$  und  $v_3$
  - Korrektur der Kräfte infolge Dübeldurchbiegung  $\Delta R_2$  und  $R_{Rear}$
  - Berechnung der Kontaktkraft  $F_0$ ,  $A_{F_0}$  und  $R_{Col,Lug}$
  - Ermittlung der neuen Ankerzugkraft  $F_{Anchor,Lug}$
  - neue Iteration oder Abbruch
- Man erhält die aufnehmbare äußere Beanspruchung  $V_E$  im System LUG
- Zur aufnehmbaren äußeren Beanspruchung  $V_E$  wird eine Last/Beanspruchungs-Verschiebungs-Beziehung aufgestellt.

### 6.9.1 GRUNDWERTE IM MODELL LUG



$$R_{Lug}^* = \alpha_{3D}^2 \cdot 1,146 \cdot b_{Lug} \cdot (h_{Lug} + 4,2) \cdot f_c \leq R_{L,max}$$

$$R_{L,max} = \alpha_{3D}^2 \cdot 1,070 \cdot b_{Lug} \cdot f_c^{0,75} \cdot (EI'_{Lug})^{0,25}$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$

$$I'_{Lug} = I_{Lug} / b_{Lug} = t_{Lug}^3 / 12$$

$$h_L^* = 0,934 \cdot \sqrt[4]{\frac{EI'_{Lug}}{f_c}} - 4,2 \leq h_{Lug};$$

$$e_{L,2} = h_L^* \cdot (0,7 \cdot t_L + 14) \cdot \frac{1}{100}$$

$$e_{L,2}^* = e_{L,2} \quad \text{für } 2 \cdot h_L^* \leq h_L$$

$$e_{L,2}^* = e_{L,2} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{h_L}{2 \cdot h_L^*} \right)^2 \right] \quad \text{für } 0 \leq h_L \leq 2 \cdot h_L^*$$

$$h_2^* = 2 \cdot e_{L,2}^*$$

$$v_L^* = a_i \cdot (h_L + c) \leq v_{L,max}$$

$$a_i = 0,7532 \cdot 10^{-3} \cdot f_c^{2/3} \cdot 0,99^{t_L}$$

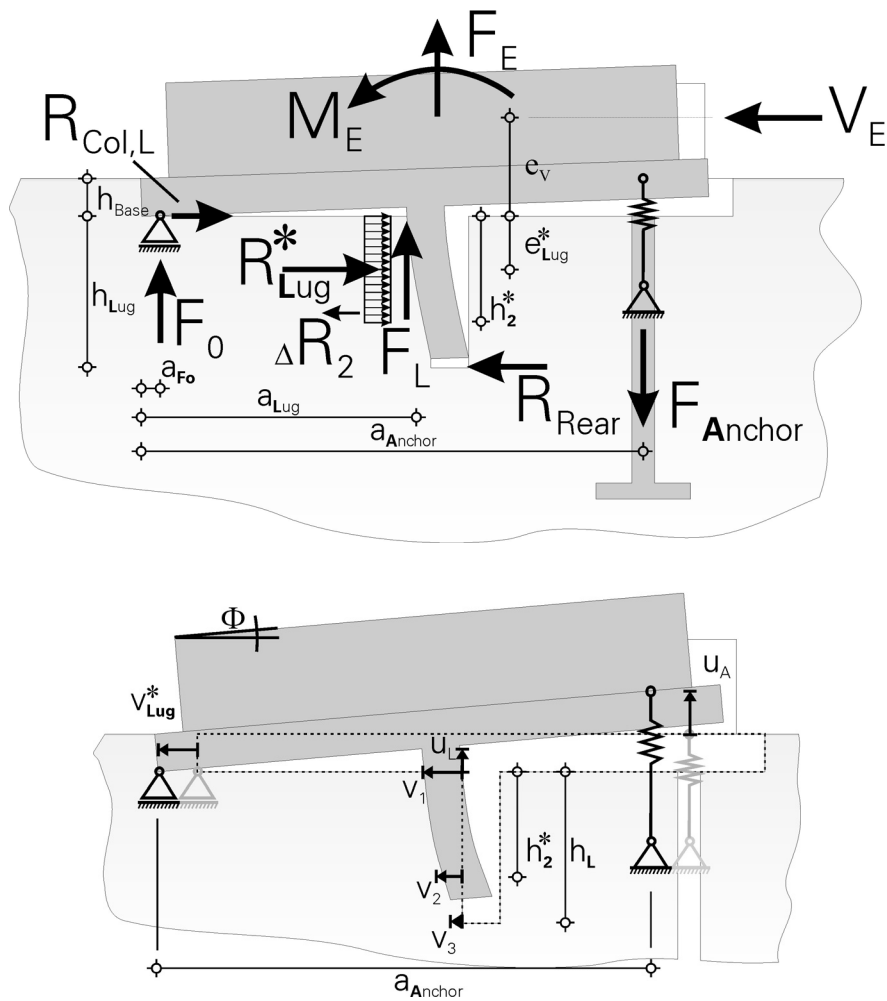
oder:

$$a_i = 7,3637 \cdot 10^{-12} \cdot E_c^2 \cdot 0,99^{t_L}$$

$$c = 0,215 \cdot t_L$$

$$v_{L,max} = 0,07338 \cdot f_c^{0,29} \cdot t_L^{0,21}$$

### 6.9.2 LUG – KORREKTUR



$$F_A = \frac{V_E \cdot e_v + F_E \cdot (a_{F_E} - a_{R_0}) + M_E + R_L \cdot e_L + F_L \cdot (a_L - a_{R_0})}{a_{Anker} - a_{R_0}}$$

#### 6.9.2.1 ANKERVERFORMUNG

$$u_A = F_A \cdot D + \Delta l_{Kopf}$$

$$D = \frac{l_{Anchor}}{E_A \cdot A_A} \text{ [mm/kN] Ankersteifigkeit}$$

$$\Delta l_{Kopf} = 0,2 \text{ mm}$$

$$\tan \Phi = \frac{u_A}{a_A}$$

$$u_L = u_A \cdot \frac{a_L}{a_A} = a_L \cdot \tan \Phi$$

### 6.9.2.2 QUERDRUCKKRAFT VOR DEM DÜBEL

$$F_L = R_L \cdot (1 - \alpha_1) \frac{\mu}{1 - \mu}$$

$\mu$  : Querdehnnzahl

$$R_{Lug} = R_{Lug}^* - \Delta R_2$$

$$\alpha_1 = \frac{u_L}{u_{\varepsilon,z}^*} \quad \text{mit } 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$u_{\varepsilon,z}^* = \frac{R_L^*}{b_L \cdot E_c} \cdot \mu \cdot (1 + \mu)$$

### 6.9.2.3 KORREKTUR AM DÜBEL

$$V_{Lug} = V_{Bending} + V_{Shear} + V_{Rotation}$$

$$v_1 = v_L^*$$

$$v_2 = v_L^* - h_2^* \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2}}{8 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) + R_R \left( \frac{h_L^{*2} (3 \cdot h_L - h_2^*)}{6 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{GA_L} \right)$$

$$v_3 = v_L^* - h_L \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2} (h_L - h_2^*)}{24 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) + R_R \left( \frac{h_L^3}{3 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_L}{G \cdot A_L} \right) \geq 0$$

$v_L$  : Verschiebung am Dübel

$v_1$  : Verschiebung am Dübelfuß

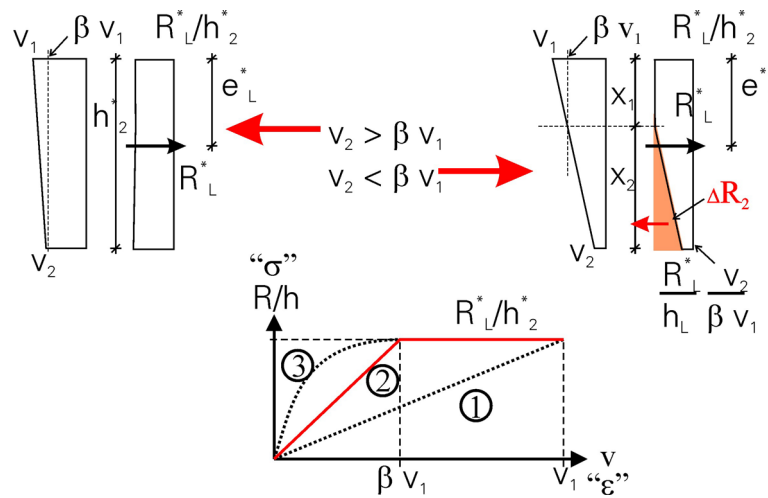
$v_2$  : Verschiebung am Dübel mit Einbindetiefe  $h_2^*$

$v_3$  : Verschiebung am Dübelkopf, tiefste Stelle

für  $v_3 \geq 0$  gilt:  $R_{Rear} = 0$

$$\text{für } v_3 < 0 \text{ gilt: } R_{Rear} = -v_3 \cdot \left( \frac{3 \cdot EI_L}{h_L^3} + \frac{GA_L}{1,2 \cdot h_L} \right)$$

### 6.9.2.4 KORREKTUR DER DÜBELLAST $\Delta R_2$



$$\Delta R_2 = \frac{R_L^*}{h_2^*} \cdot \left(1 - \frac{v_2}{\beta \cdot v_1}\right) \cdot \frac{x_2}{2} \quad \text{für } 0 \leq v_2 \leq \beta \cdot v_1$$

$$\Delta R_2 \geq 0$$

$$x_1 = \frac{v_1 \cdot (1 - \beta)}{(v_1 - v_2)} \cdot h_2^*; \quad x_2 = h_2^* - x_1$$

$$e_{\Delta R_2} = x_1 + \frac{2}{3} \cdot x_2; \quad \beta = 0,8$$

### 6.9.2.5 KONTAKTKRAFT $F_0$

$$\sum_v = 0; \quad F_0 + F_{Lug} + F_E - F_{Anchor} = 0$$

$$a_{F_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_0}{n_1 \cdot f_c \cdot b_{Base}} \cdot n_2$$

$$n_1 = 1,0$$

$$\text{mit:} \quad n_2 = a_1 - (1 - \alpha) \cdot a_2 \quad \text{mit} \quad \frac{1}{3} \leq n_2 \leq 2$$

$$a_1 = 2$$

$$a_2 = \frac{5}{3}$$

### 6.9.2.6 GLEICHGEWICHT

$$F_A = \frac{V_E \cdot e_v + F_E \cdot a_{F_E} + M_E}{(a_{Anchor} - a_{F_0})} +$$

$$\frac{[R_L^* \cdot e_L^* - \Delta R_2 \cdot e_{\Delta R_2} - R_{Rear} \cdot h_L] + F_L \cdot (a_L - a_{F_0})}{(a_{Anchor} - a_{F_0})}$$

$$a_{F_E} = \left( a_L + \frac{t_L}{2} \right)$$

### 6.9.2.7 LÄNGSVERSCHIEBUNG

$$v_{Lug,u} = 0,09 \cdot \left( \frac{EI_{Lug}}{h_{Lug}^3} \right)^{0,25} \cdot v_{Lug}^*$$

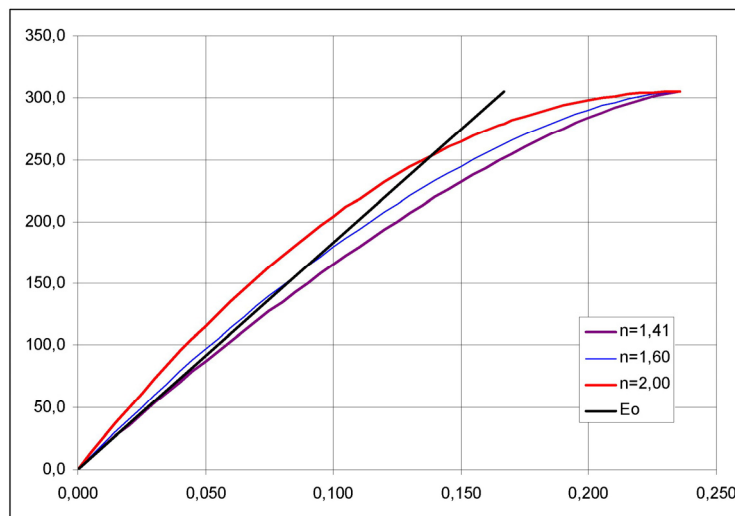
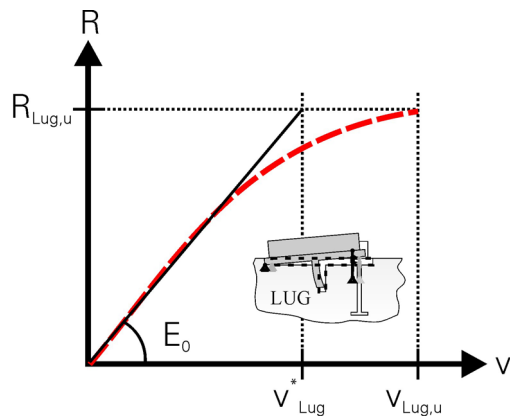
$$R_{Lug,v} = -R_{Lug} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Lug,u}} \right)^n \right]$$

mit:

$$n = \sqrt{2} \quad E = E_0$$

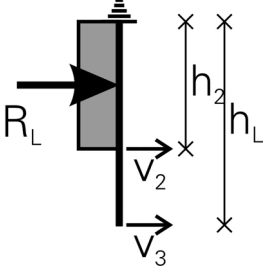
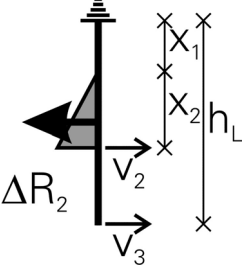
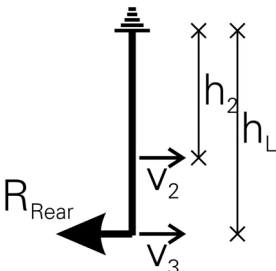
$$n = 1,6 \quad E = 1,1 \cdot E_0$$

$$E_0 = \frac{R_{Lug}}{v_{Lug}^*}$$





**6.9.2.8 ZUSAMMENSTELLUNG DER VERFORMUNGEN AM KRAGARM**

|   |  |  |
|---|--|--|
| <p>Rechteckbeanspruchung</p> <p><math>R_L</math></p>         | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug}}{8} \cdot h_2^2$ $v_3 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug}}{24} \cdot h_2^2 \cdot (h_L - h_2)$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug} \cdot h_2}{2}$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug} \cdot h_2}{2}$   |  |
| <p>Dreieckbeanspruchung</p> <p><math>\Delta R_2</math></p>  | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{\Delta R_2}{90EI_{Lug}} \cdot (30 \cdot h_2^3 - 15 \cdot h_2^2 \cdot x_2 + x_2^3)$ $v_3 = \frac{\Delta R_2}{180EI_L} \left( h_L (90h_2^2 - 60h_2x_2 + 15x_2^2) + h_2 (15x_2^2 - 30x_2h_2 + 30h_2^2) - 2x_2^3 \right)$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \Delta R_2 \cdot x_2 \cdot \left( \frac{x_1}{2} + \frac{x_2}{3} \right)$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \Delta R_2 \cdot x_2 \cdot \left( \frac{x_1}{2} + \frac{x_2}{3} \right)$ |  |
| <p>Einzellast <math>R_R</math></p>                         | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{R_R}{6EI_{Lug}} \cdot h_2^2 \cdot (3h_L - h_2)$ $v_3 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_R}{3} \cdot h_L^3$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot R_R \cdot h_2$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot R_R \cdot h_{Lug}$  |  |

## 6.10 BASE – GRUNDWERTE UNENDLICH STEIFER ZUGANKER

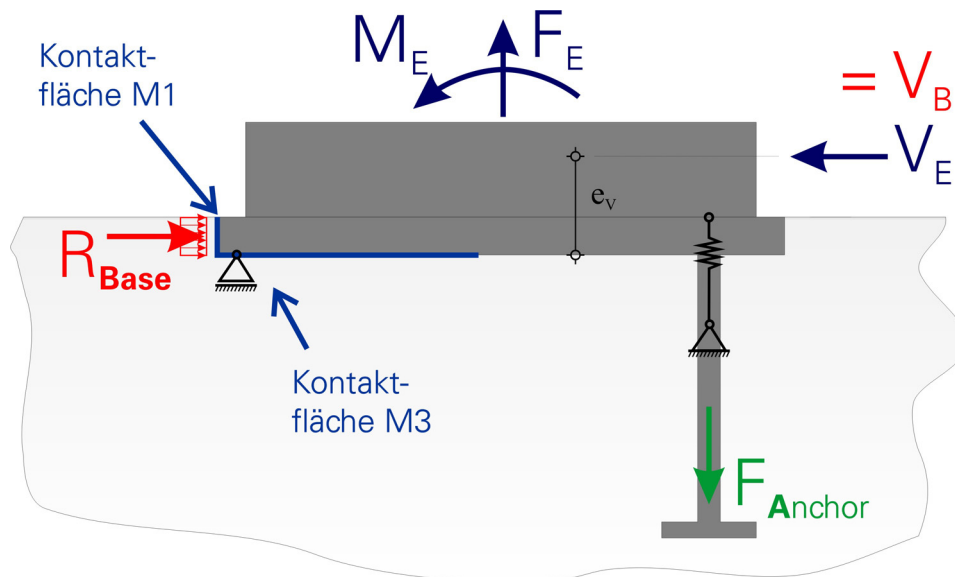


Bild 77: Modell BASE – Übersicht zur Lastübertragung

Fig. 77: Model BASE - scheme for the force transfer

### 6.10.1 MODELL UND PARAMETER

Untersucht wird die Lastübertragung vor der Stirnseite der Grundplatte (BASE), siehe Bild oben. Im Modell „BASE“ wird hierzu wieder ein Stahlblock horizontal – in Lastrichtung – geführt und verformungsgesteuert gegen den Beton gepresst. Die Lastübertragung findet in der Fläche „M1“ statt, also vor der Grundplatte. Weiterhin ist der vordere Bereich unter der Grundplatte „M3“ als lastübertragende Kontaktfläche ausgebildet. Alle Grenzflächen zwischen Beton und Stahleinbauteil sind als Kontaktflächen ohne Schubkraftübertragung modelliert. Die Kontaktflächen sind also nur mit einer normalen Steifigkeit versehen, tangentiale Kräfte werden nicht übertragen. Die Materialgesetze aus der Untersuchung zum Modell LUG kommen auch hier zum Einsatz.

Für das unverformte Grundmodell kann es wieder keine Verkantung des Stahlblocks geben, da dieser an der Oberseite horizontal geführt wird. Somit ist auch eine Verbiegung im Stahlblock selber nahezu ausgeschlossen. Als Einflussparameter wird somit nur die einbindende Höhe der Grundplatte unter verschiedenen Betonfestigkeiten untersucht. Die Grundplatte wird aufgrund ihrer Geometrie nahezu nicht auf Biegung beansprucht. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Stirnseite der Grundplatte immer eben bleibt und sich nicht, wie die Dübel im Modell LUG verbie-

gen kann. Wie beim Modell „LUG“, sind in diesem Stadium somit die Einflüsse des Zugankers und auch der Exzentrizität der Beanspruchung ausgeschlossen. Die Berechnungen werden mit dem Buchstaben „S“ für Stanze bezeichnet und dann durchnummeriert. (Das Verhalten erinnert an den Stanzvorgang, später wurde die Bezeichnung BASE gewählt.) Da nur eine horizontale Bewegung im Einbauteil zugelassen wird, kommt man mit 2 Parametern aus. Die Benennung folgt dem Schema SXY.

- X steht für die Betonfestigkeit:
  - 0 für  $f_c = 18 \text{ N/mm}^2$
  - 1 für  $f_c = 28 \text{ N/mm}^2$
  - 2 für  $f_c = 38 \text{ N/mm}^2$
  - 3 für  $f_c = 48 \text{ N/mm}^2$
  - 4 für  $f_c = 58 \text{ N/mm}^2$
  - 5 für  $f_c = 68 \text{ N/mm}^2$
- Y bezeichnet die Einbindetiefe, also die Dicke der Grundplatte:
  - 1 für  $h_{Base} = 5 \text{ mm}$
  - 2 für  $h_{Base} = 10 \text{ mm}$
  - 3 für  $h_{Base} = 20 \text{ mm}$
  - 4 für  $h_{Base} = 30 \text{ mm}$
  - 5 für  $h_{Base} = 40 \text{ mm}$
  - 6 für  $h_{Base} = 50 \text{ mm}$
  - 7 für  $h_{Base} = 70 \text{ mm}$
  - 8 für  $h_{Base} = 100 \text{ mm}$

|        | $f_c \text{ [N/mm}^2\text{]}$ |            |            |            |            |            |
|--------|-------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| h [mm] | 18                            | 28         | 38         | 48         | 58         | 68         |
| 5      |                               | S11        | S21        | S31        |            |            |
| 10     |                               | S12        | S22        | S32        |            |            |
| 20     | <b>S03</b>                    | <b>S13</b> | <b>S23</b> | <b>S33</b> | <b>S43</b> | <b>S53</b> |
| 30     |                               | S14        | S24        | S34        |            |            |
| 40     |                               | S15        | S25        | S35        |            |            |
| 50     | <b>S06</b>                    | <b>S16</b> | <b>S26</b> | <b>S36</b> | <b>S46</b> | <b>S56</b> |
| 70     |                               | S17        | S27        | S37        |            |            |
| 100    |                               | S18        | S28        | S38        |            |            |

Tabelle 13: Benennung der Rechnungen

Die Modellierung in der FEM entspricht im Wesentlichen der des Modells „LUG“, nur dass der Dübel hier fehlt und die Lastübertragung dementsprechend vor der Stirn stattfindet.

## 6.10.2 ERGEBNISSE DER BERECHNUNG – GRUNDWERTE

### 6.10.2.1 GRUNDWERT DER LASTÜBERTRAGUNG VOR DER STIRN –

$$R_{BASE}^*$$

Eine Übersicht über die durchgeführten Rechnungen zeigt Tabelle 13. Zur Auswertung werden diese Parameter wieder verknüpft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 14 aufgeführt und in Bild 78 dargestellt. Die übertragbare Last steigt mit zunehmender Einbindetiefe. Für den untersuchten und auch denkbaren Bereich der Einbindetiefe ist kein Vorhandensein einer Grenzeinbindetiefe zu finden, sodass eine streng lineare Abhängigkeit der übertragbaren Last von der Einbindetiefe vorliegt.

| Versuch                  | f <sub>c</sub><br>[N/mm²] | b<br>[mm] | h<br>[mm] | ux Last<br>[mm] | maxFx Last<br>[kN] | ux Anker<br>[mm] | uy Anker<br>[mm] | ux Stirn<br>[mm] | uy Stirn<br>[mm] | Geradengleichung |      |       |         |
|--------------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------------|--------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------|-------|---------|
|                          |                           |           |           |                 |                    |                  |                  |                  |                  | f <sub>c</sub>   | a    | b     | X-Achse |
| V <sub>ges,18</sub> [kN] |                           |           |           |                 |                    |                  |                  |                  |                  |                  |      |       |         |
| Stanze 03                | 18                        | 100       | 20        | 0,14            | 43,7               | 0,14             | 0,00             | 0,13             | 0,00             | 18               | 1,81 | 7,43  | -4,10   |
| Stanze 06                | 18                        | 100       | 50        | 0,22            | 98,0               | 0,22             | 0,00             | 0,21             | 0,00             |                  |      |       |         |
| V <sub>ges,28</sub> [kN] |                           |           |           |                 |                    |                  |                  |                  |                  |                  |      |       |         |
| Stanze 11                | 28                        | 100       | 5         | 0,08            | 24,8               | 0,08             | 0,00             | 0,06             | 0,02             | 28               | 2,69 | 10,87 | -4,03   |
| Stanze 12                | 28                        | 100       | 10        | 0,10            | 38,3               | 0,10             | 0,00             | 0,08             | 0,01             |                  |      |       |         |
| Stanze 13                | 28                        | 100       | 20        | 0,18            | 64,8               | 0,18             | 0,00             | 0,16             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 14                | 28                        | 100       | 30        | 0,22            | 82,5               | 0,22             | 0,00             | 0,20             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 15                | 28                        | 100       | 40        | 0,22            | 106,7              | 0,22             | 0,00             | 0,20             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 16                | 28                        | 100       | 50        | 0,28            | 145,6              | 0,28             | 0,00             | 0,26             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 17                | 28                        | 100       | 70        | 0,28            | 198,6              | 0,28             | 0,00             | 0,26             | -0,01            |                  |      |       |         |
| Stanze 18                | 28                        | 100       | 100       | 0,32            | 278,8              | 0,00             | 0,00             | 0,30             | -0,01            |                  |      |       |         |
| Stanze 19                | 28                        | 100       | 150       | 0,36            | 417,1              | 0,00             | 0,01             | 0,33             | -0,03            |                  |      |       |         |
| V <sub>ges,38</sub> [kN] |                           |           |           |                 |                    |                  |                  |                  |                  |                  |      |       |         |
| Stanze 21                | 38                        | 100       | 5         | 0,08            | 31,8               | 0,08             | 0,00             | 0,06             | 0,02             | 38               | 3,55 | 14,68 | -4,14   |
| Stanze 22                | 38                        | 100       | 10        | 0,10            | 50,2               | 0,10             | 0,00             | 0,08             | 0,01             |                  |      |       |         |
| Stanze 23                | 38                        | 100       | 20        | 0,22            | 85,6               | 0,22             | 0,00             | 0,19             | 0,01             |                  |      |       |         |
| Stanze 24                | 38                        | 100       | 30        | 0,22            | 106,5              | 0,22             | 0,00             | 0,20             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 25                | 38                        | 100       | 40        | 0,28            | 138,2              | 0,28             | 0,00             | 0,26             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 26                | 38                        | 100       | 50        | 0,32            | 192,0              | 0,32             | 0,00             | 0,29             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 27                | 38                        | 100       | 70        | 0,34            | 260,4              | 0,34             | 0,00             | 0,31             | -0,01            |                  |      |       |         |
| Stanze 28                | 38                        | 100       | 100       | 0,38            | 366,6              | 0,37             | 0,00             | 0,35             | -0,02            |                  |      |       |         |
| V <sub>ges,48</sub> [kN] |                           |           |           |                 |                    |                  |                  |                  |                  |                  |      |       |         |
| Stanze 31                | 48                        | 100       | 5         | 0,10            | 40,3               | 0,10             | 0,00             | 0,07             | 0,02             | 48               | 4,40 | 16,80 | -3,82   |
| Stanze 32                | 48                        | 100       | 10        | 0,12            | 63,2               | 0,12             | 0,00             | 0,09             | 0,02             |                  |      |       |         |
| Stanze 33                | 48                        | 100       | 20        | 0,26            | 104,8              | 0,26             | 0,00             | 0,23             | 0,01             |                  |      |       |         |
| Stanze 34                | 48                        | 100       | 30        | 0,32            | 131,2              | 0,32             | 0,00             | 0,29             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 35                | 48                        | 100       | 40        | 0,32            | 179,5              | 0,32             | 0,00             | 0,29             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 36                | 48                        | 100       | 50        | 0,36            | 236,8              | 0,36             | 0,00             | 0,33             | 0,00             |                  |      |       |         |
| Stanze 37                | 48                        | 100       | 70        | 0,38            | 320,9              | 0,37             | 0,00             | 0,35             | -0,01            |                  |      |       |         |
| Stanze 38                | 48                        | 100       | 100       | 0,44            | 452,6              | 0,00             | 0,00             | 0,40             | -0,02            |                  |      |       |         |
| V <sub>ges,58</sub> [kN] |                           |           |           |                 |                    |                  |                  |                  |                  |                  |      |       |         |
| Stanze 43                | 58                        | 100       | 20        | 0,28            | 124,8              | 0,00             | 0,00             | 0,24             | 0,01             | 58               | 5,06 | 23,67 | -4,68   |
| Stanze 46                | 58                        | 100       | 50        | 0,42            | 276,5              | 0,00             | 0,00             | 0,38             | 0,00             |                  |      |       |         |
| V <sub>ges,68</sub> [kN] |                           |           |           |                 |                    |                  |                  |                  |                  |                  |      |       |         |
| Stanze 53                | 68                        | 100       | 20        | 0,30            | 141,4              | 0,30             | 0,00             | 0,26             | 0,01             | 68               | 5,71 | 27,13 | -4,75   |
| Stanze 56                | 68                        | 100       | 50        | 0,40            | 312,8              | 0,39             | 0,00             | 0,36             | 0,00             |                  |      |       |         |
| V <sub>ges,78</sub> [kN] |                           |           |           |                 |                    |                  |                  |                  |                  |                  |      |       |         |
| Stanze 63                | 78                        | 100       | 20        | 0,30            | 155,5              | 0,30             | 0,00             | 0,26             | 0,01             | 78               | 6,48 | 25,83 | -3,98   |
| Stanze 66                | 78                        | 100       | 50        | 0,44            | 350,0              | 0,43             | 0,00             | 0,39             | 0,00             |                  |      |       |         |

Tabelle 14: Zusammenstellung der Werte „horizontal“, Modell „BASE“

Dieser Effekt kann anhand der Bilder erklärt werden. Nach Bild 79 liegt das Maximum der Lastübertragung ungefähr auf halber Höhe der Grundplattenstärke. Für

kleine Einbindetiefen liegt dieser Bereich aber recht nahe an der Oberfläche, wo der oberflächennahe Beton nur kleinere Betondruckspannungen ertragen kann.

Für größere Einbindetiefen – Bild 80 – verlagert sich das Zentrum der Lastübertragung nach unten. Hier kann der oberflächenfernere Beton größere Druckspannungen ertragen – mehrachsige Druckspannungsverhältnisse – und ist aufgrund der Dehnungsbehinderung auch etwas steifer, durch diesen Effekt wird verstärkt Last angezogen. Die oberflächennahen Bereiche werden automatisch entlastet, da hier die nicht, oder geringer vorhandenen Querdehnungsbehinderungen das Stauchungsverhalten unter Last, entsprechend dem Gesetz von HOOK, beeinflussen. Die erforderlichen Stauchungen sind größer, als dies in den tieferen Lagen mit der vorhandenen Querdehnungsbehinderung der Fall ist.

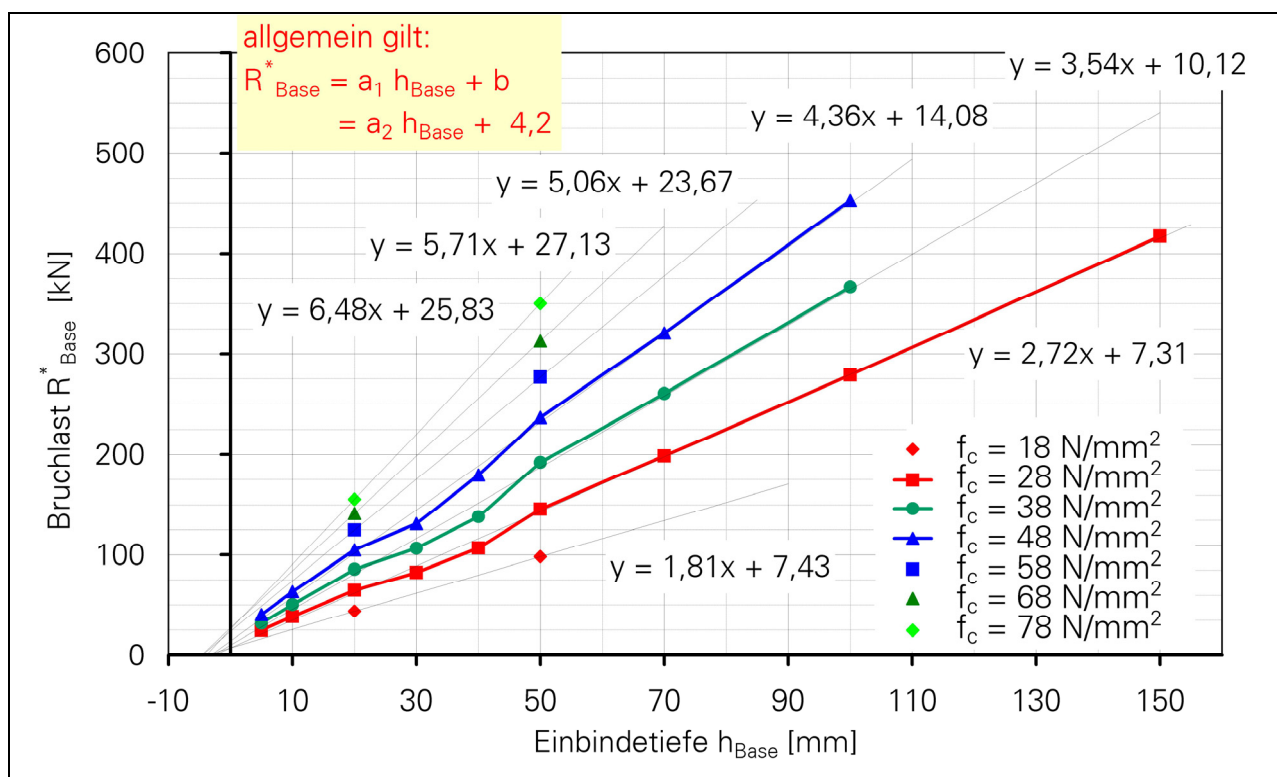


Bild 78: Grundwerte der Bruchlasten für das Modell BASE mit Geradengleichungen

Fig. 78: List of all ultimate loads model BASE

Somit neigt der Beton bei großen Einbindetiefen weniger zum Ausbrechen als bei kleinen Einbindetiefen (Oberflächenbruch). Für sehr große Einbindetiefen könnte man Verhältnisse wie beim Dübel, also mit aktiver Querdehnungsbehinderung, unterstellen. Hiervon soll hier aber kein Gebrauch gemacht werden, da die Einbindetiefe der Grundplatte systembedingt relativ gering ausfallen soll.

Anzumerken ist, dass die errechneten Grundwerte im Bild 78 im Bereich der Einbindetiefen 30 mm und 40 mm auffallend von dem unterstellten linearen Verlauf abweichen. Dies scheint seine Ursache im FE-Netz zu haben. Eine geänderte

Modellierung der Elemente im Bereich der Lastübertragung verringert die Abweichung zum gedachten linearen Verlauf, jedoch war es nicht möglich, die Abweichung gänzlich zu unterdrücken.

Die übertragbare Last  $R_{Base}^*$  kann dann wie folgt angegeben werden.

$$R_{Base}^* = \alpha_{3D} \cdot \sigma_{Base}^* \cdot A_{Base} \quad (6.32)$$

mit:

$$\sigma_{Base}^* = \frac{255 \cdot f_C}{234 + f_C} + \frac{4,0 \cdot f_C - 3,2}{h_{Base}}$$

$$\alpha_{3D} = 2,0$$

$$\sigma_{Base}^* = \frac{255 \cdot f_C}{234 + f_C} + \frac{4,0 \cdot f_C - 3,2}{h_{Base}}$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$

$$R_{Base}^* = \alpha_{3D} \cdot \left( \frac{255 \cdot f_C}{234 + f_C} + \frac{4,0 \cdot f_C - 3,2}{h_{Base}} \right) \cdot A_{Base}$$

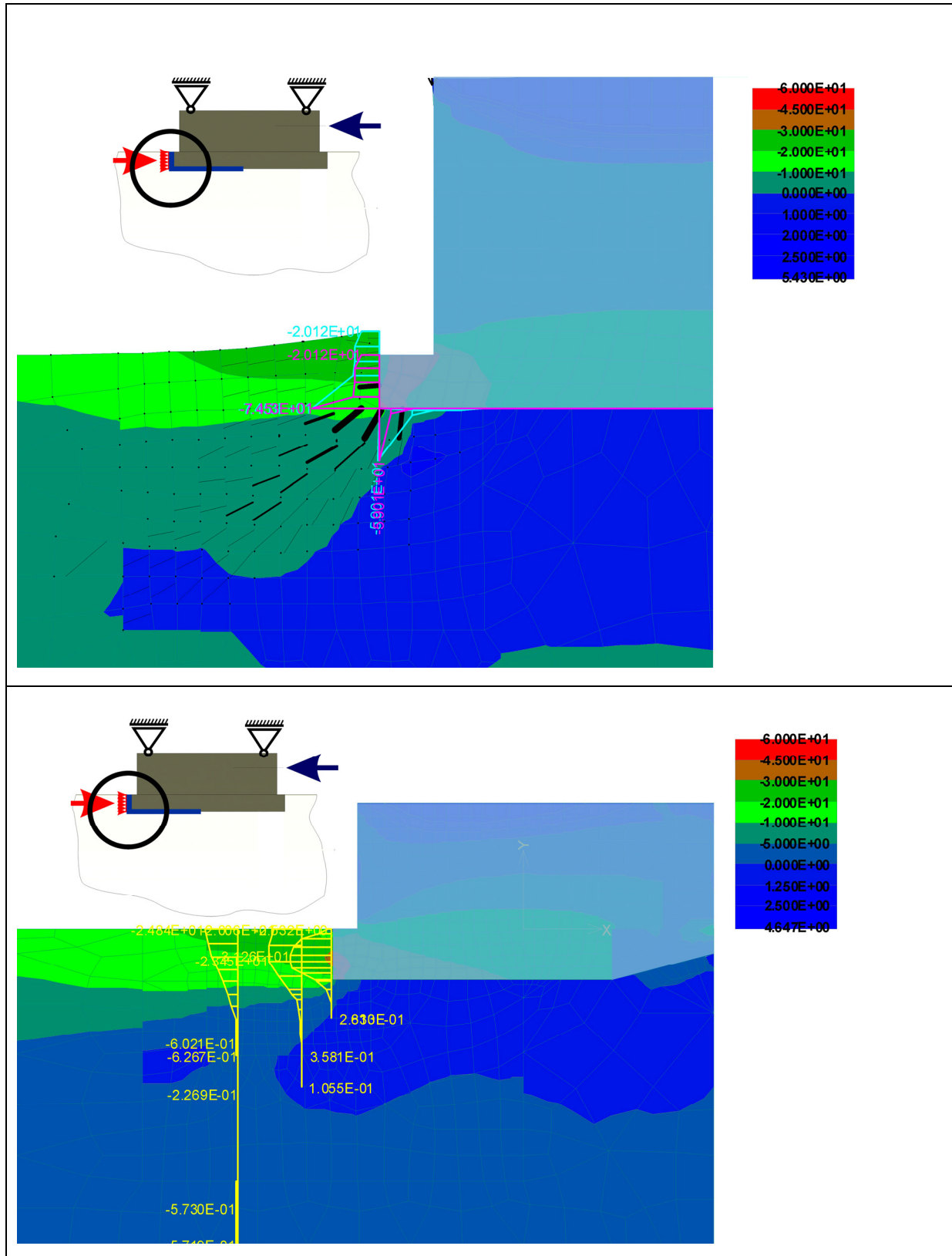


Bild 79: Modell mit 20 mm Einbindetiefe, Rissbildung und überhöhte Verformung (oben), Spannungsverteilungen –  $\sigma_x$  – in Lastrichtung vor der Stirnfläche (unten).

Fig. 79: Model BASE with  $h_{Base} = 20$  mm, cracking, deformation, stress distributions –  $\sigma_x$



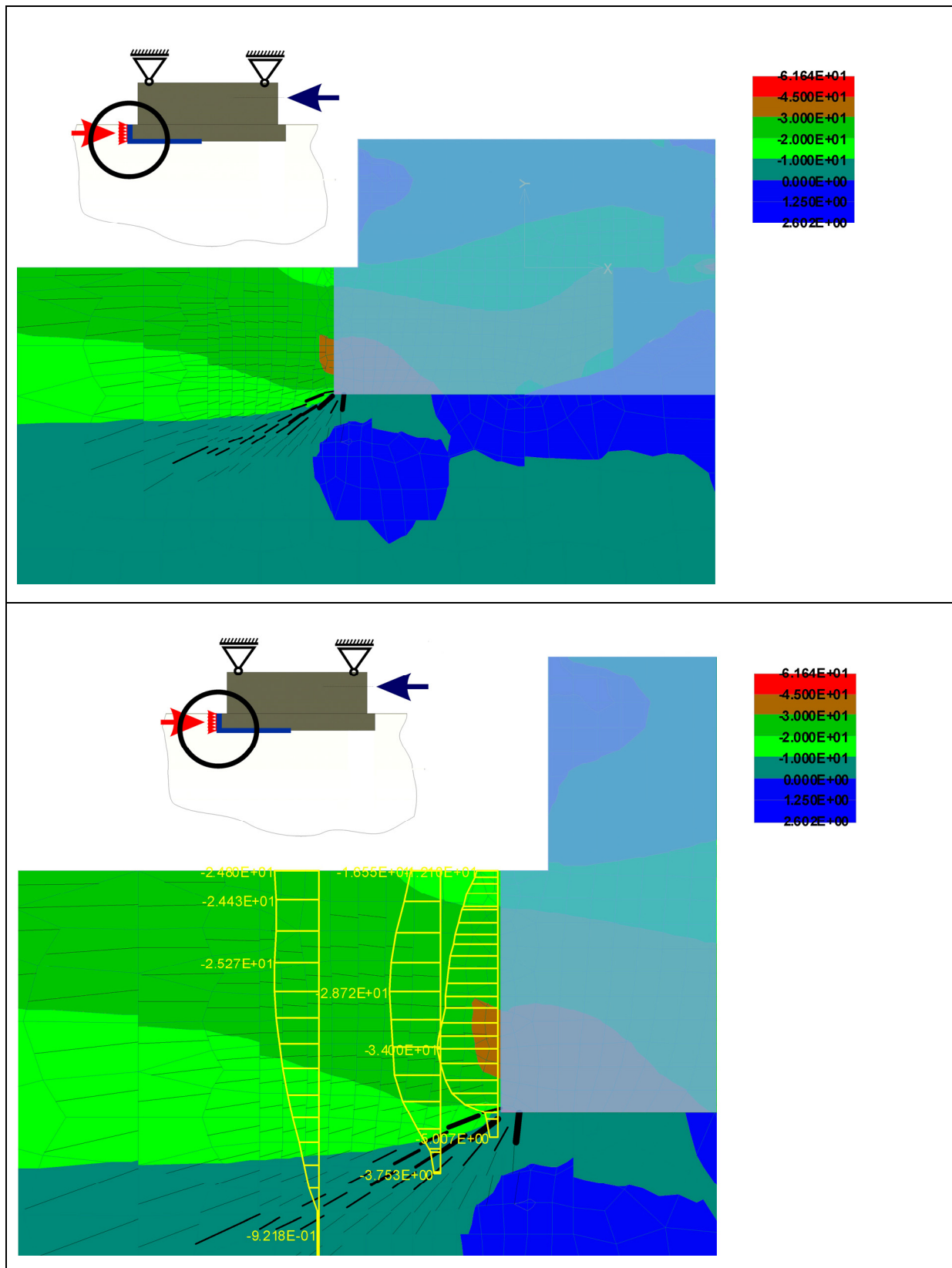


Bild 80: Modell mit 50 mm Einbindetiefe, Rissbildung (oben), Spannungsverteilungen –  $\sigma_x$  – in Lastrichtung vor der Stirnfläche (unten).

Fig. 80: Model BASE with  $h_{Base} = 50$  mm, cracking, deformation, stress distributions –  $\sigma_x$





### 6.10.2.3 GRUNDWERT DER VERSCHIEBUNG VOR DER STIRN –

$$V_{BASE}^*$$

Der Grundwert der Längsverschiebung  $v_{Base}^*$  stellt wiederum einen Rechenwert dar, der nicht der real zu erwartenden Verschiebung entspricht. Die real zu erwartende Verschiebung wird im Abschnitt 7.7 „Kombination der Modelle“ abgeschätzt. Die Verschiebungen der Grundplatte sind in Bild 82 als Punkte aufgetragen. Es liegt nahe, die Einzelwerte mit logarithmischen Funktionen nach Gleichung (6.34) abzubilden. Der Faktor  $a$  beinhaltet dann die Betonfestigkeit als Scharparameter. Für die einzelnen Betonfestigkeiten wird der optimale Parameter  $a$  mittels Regressionsanalyse bestimmt, es gilt:

$$v_{Base}^* = a \cdot \ln(h_{Base}) - 0,135 \quad (6.34)$$

mit:

$$a = \frac{0,86 \cdot f_c + 73}{1000}$$

Gültig ist diese Gleichung für  $15 \text{ N/mm}^2 < f_c < 75 \text{ N/mm}^2$ . Für größere Betonfestigkeiten scheint der Parameter  $a$  überschätzt zu werden, womit das Ergebnis des Bemessungssystems aber auf der sicheren Seite liegt.

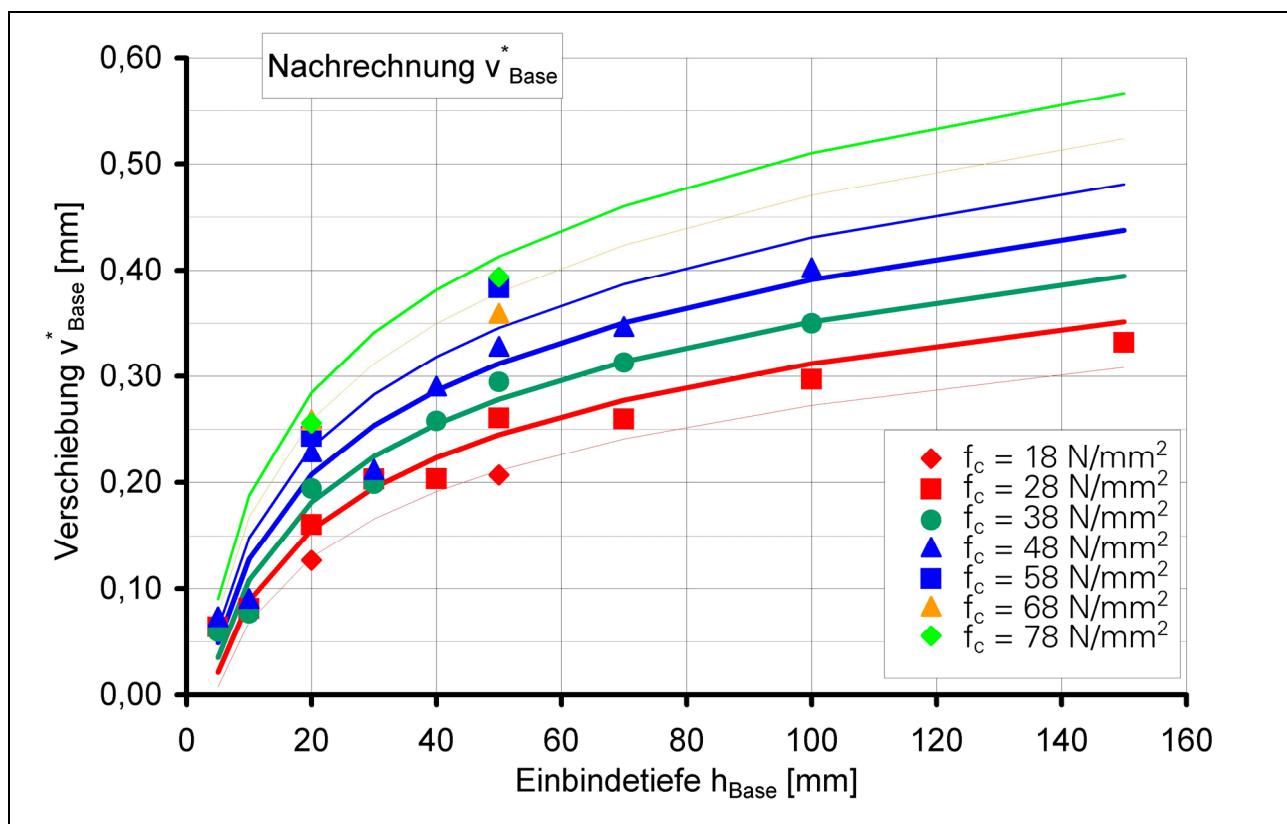


Bild 82: Verschiebungen der Grundplatte – Werte nach FEM und Nachrechnung

Fig. 82: Shifts of the base plates – values from FEM and recalculation

## 6.11 BASE – KORREKTUR AM VERFORMTEN MODELL

Die Korrektur der Werte am verformten System kann am Grenzdrehwinkel  $\Phi$  festgemacht werden. In den untersuchten Modellen ist alleine die Ankerverformung  $u_A$  der bestimmende Anteil des Drehwinkels. Der Abstand Anker zum Drehpunkt unter der Grundplatte im Stirnbereich kann hier als konstant angenommen werden. Somit können Aussagen zum Drehwinkel auch über die Verschiebung  $u_A$  über dem Anker ausgedrückt werden. Weiterhin ist diese Verschiebung  $u_A$  in den hier untersuchten Modellen der alleinige Bestandteil der Verformungsberechnung und damit die alleinige Grundlage der Neuberechnung der Lasten und Größen. Dies trifft zu, da hier keine Verbiegung in der Grundplatte auftritt. Für die untersuchten Modelle kann der Drehwinkel  $\Phi$  vor der Lastübertragungsfläche vor der Grundplatte, alleine aus der Ankerverformung  $u_A$  berechnet werden, siehe Bild 85. Es ist anzumerken, dass im allgemeinen Fall die eventuell vorhandene Verbiegung in der Grundplatte einen Anteil zu  $\Phi$  liefert.

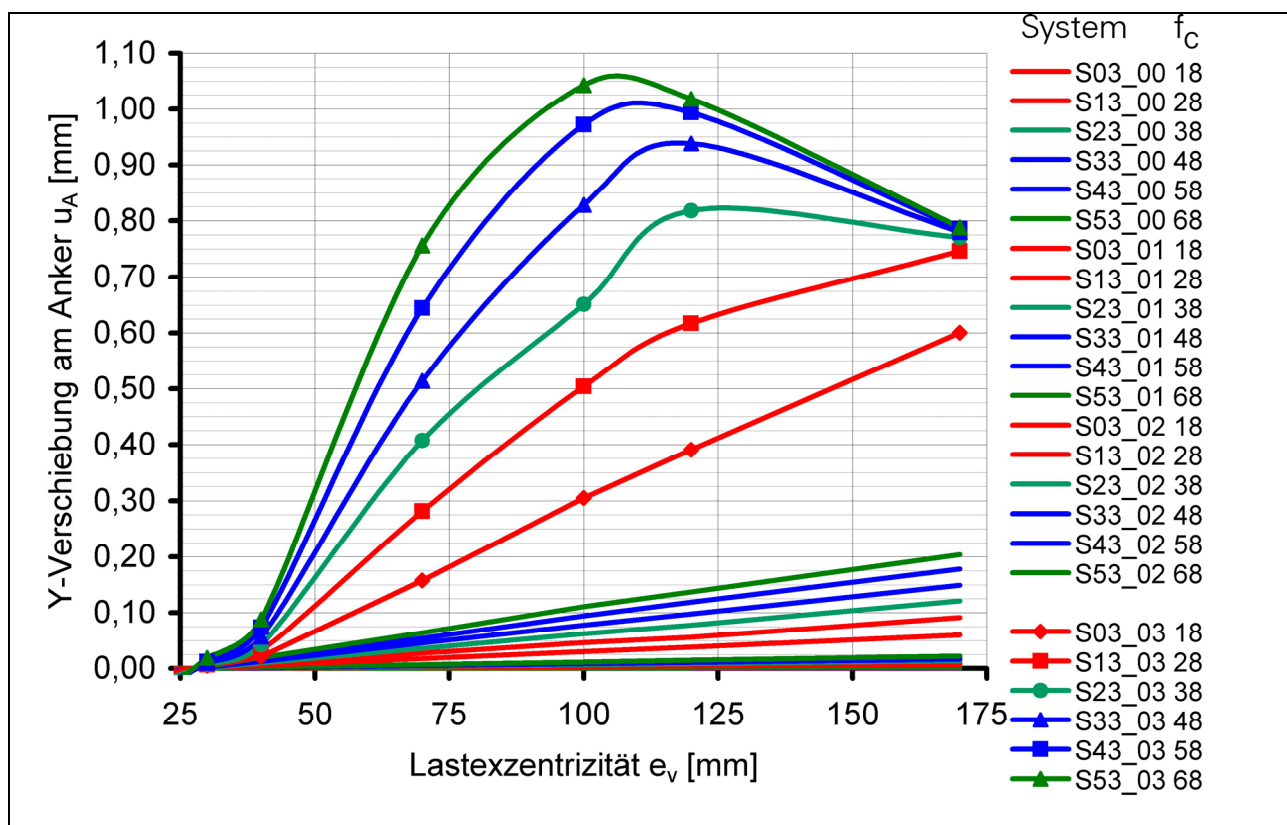


Bild 83: Ankerverschiebung aufgetragen über die Last-Exzentrizität  $e_v$  für das System Sx3

Fig. 83: Shifts above the anchor bolt according to load eccentricity  $e_v$  – system Sx3

Das Auftreten des Grenzdrehwinkels kann an den Ankerverformungen  $u_A$  gezeigt werden. Bild 83 zeigt die Ankerverformung  $u_A$  aufgetragen über die Last-Exzentrizität der untersuchten Systeme. Es ist anzunehmen, dass die Ankerzugkraft und damit

die Ankerverformung mit wachsender Last-Exzentrizität zunehmen, bei weitgehend gleich bleibender Schubbeanspruchung. Dies findet sich auch in Bild 83 für nahezu alle untersuchten Systeme (lineare Verläufe im unteren Bildbereich). Nur für die Systeme „Sxx\_03“, mit relativ weichem Zuganker, entstehen wesentlich vom linearen Verlauf abweichende Linien (Linien mit Werten größer 0,2 mm, also die mit Wertepunkten dargestellten 6 oberen Linien). Diese fallen nach dem Überschreiten einer gewissen Last-Exzentrizität wieder ab. Dieses Abfallen der Ankerverformung kann aber nur auf ein Abfallen der Ankerkraft und damit auf ein Abfallen der vor der Stirn übertragenen Beanspruchung zurückgeführt werden. Dem Punkt des Abfallens kann eine Ankerverschiebung  $u_A$  und damit ein Grenzdrehwinkel  $\Phi$  zugeordnet werden. Mit diesem kann wiederum über die zugehörige Ankerverformung  $u_A$  der Grenzdrehwinkel definiert werden.

Im Bild 84 sind die Ankerverformungen  $u_A$  für die untersuchten Systeme mit 20 mm und 50 mm starker Grundplatte als Punkte dargestellt. Der nach Gleichung (6.35) ermittelte Grenzdrehwinkel wurde auf  $u_A$  umgerechnet und zum Vergleich als Linie dargestellt. Die jeweilige Grenzlinie schließt „alle“ Punkte einer Gruppe ein. Ablesen kann man die Werte für Einbindetiefen  $h_B$  der Grundplatte zwischen 10 und 50 mm.

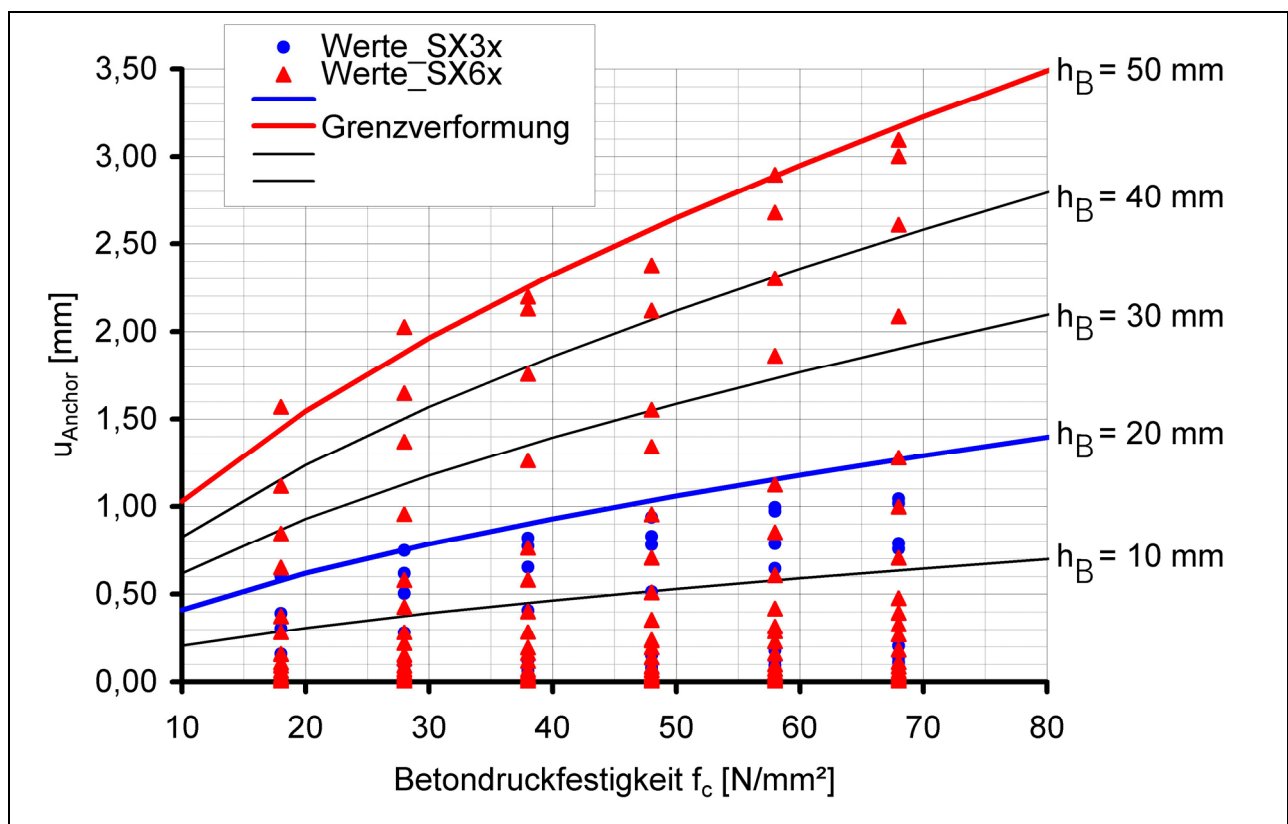


Bild 84: Grenzdrehwinkel nach Gl. (6.35) und umgerechnet auf die Verschiebung  $u_A$

Fig. 84:  $\Phi_{\text{Grenz}}$  due to Gl. (6.35) and put into the shifts above the anchor bolt  $u_A$

Der Grenzdrehwinkel definiert sich hierbei wie folgt:

$$\tan \Phi_{\text{Grenz}} = \alpha_{\Phi} \cdot h_{\text{Base}} \cdot \sqrt[3]{f_c^2} \quad (6.35)$$

mit:

$$\alpha_{\Phi} = 2,0 \cdot 10^{-5} / f_c^{0,08}$$

$$\tan \Phi_{\text{Grenz}} = 2,0 \cdot 10^{-5} \cdot h_{\text{Base}} \cdot f_c^{0,587}$$

Es zeigt sich, dass der Lastangriff vor der Stirn entscheidend durch den Verdrehwinkel  $\Phi$  bestimmt wird. Dieser lässt sich für biegestarke Grundplatten leicht aus der Ankerverformung berechnen, er beschreibt aber den Verdrehwinkel der Stirnseite der Grundplatte. Werden Einbauteile mit Verbiegung der Grundplatte betrachtet, so muss diese Verbiegung bei der Berechnung von  $\Phi$  berücksichtigt werden, siehe oben.

Der Drehwinkel  $\Phi$  kann als Größe der Verschiebungsdifferenz zwischen Oberkante der Grundplatte und Unterkante der Grundplatte gedeutet werden. Der Beton wird oben und unten unterschiedlich stark zusammengepresst.

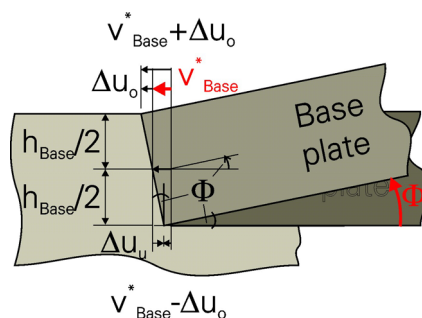


Bild 85: Definition  $\Phi_{\text{Grenz}}$ .

Fig. 85: Definition  $\Phi_{\text{Grenz}}$ .

In den maximal möglichen Wert der Betonstauchung oben fließen nicht nur die Materialkennwerte des Werkstoffes ein, sondern auch die Grundplatteneinbindetiefe beeinflusst diesen möglichen Wert. Vereinfachend stellt der Grenzdrehwinkel sicher, dass sich die gesamte Grundplattenhöhe an der Lastübertragung beteiligen kann. Wird dieser Winkel überschritten, so muss die lastübertragende Höhe reduziert werden. Aus der Grenzwinkelbeziehung kann das maximal mögliche  $\Delta u$  ermittelt werden. Mit dem vorhandenen Drehwinkel ergibt sich die lastübertragende Höhe  $x$ . Der Ansatz steht in Analogie zur Ermittlung der Druckzonenhöhe beim Biegebalken bzw. zur Bestimmung der Völligkeit der Druckzone. Jedoch wird hier die vereinfachende Berechnung mit Ansatz eines Spannungsblockes gemacht. Die Lage und die Größe der Resultierenden vor der Grundplatte lassen sich somit einfach berechnen. Prinzi-

piell ist es auch möglich, erweiterte Ansätze zu verwenden, dann müssten hier die entsprechenden Bemessungstabellen aufgestellt werden, in denen der Ansatz von Spannungsgrenzen durch Verschiebungen ersetzt wird.

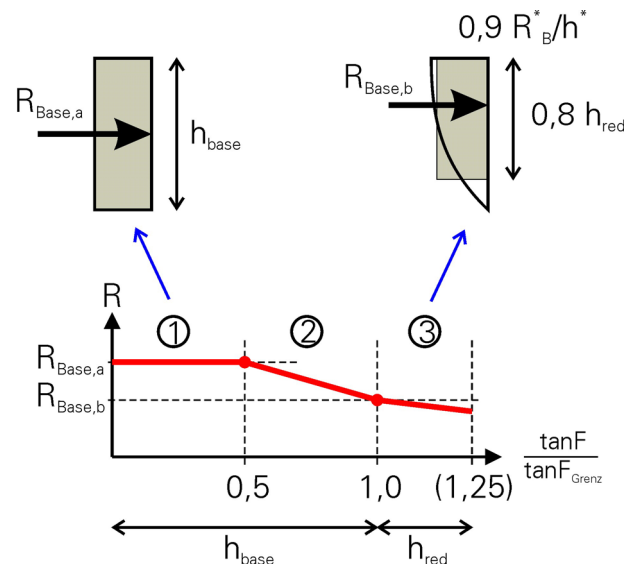


Bild 86: Abminderung  $R_{Base}$  in Abhängigkeit zu  $\Phi/\Phi_{Grenz}$ .

Fig. 86: Reduction / Calculation of  $R_{Base}$  due to  $\Phi/\Phi_{Grenz}$ .

Die Berechnung der Schnittgrößen am verformten System gestaltet sich somit recht einfach. Man vergleicht den ermittelten vorhandenen Drehwinkel  $\Phi$ , aus der Anker-  
verformung und der eventuell vorhandenen Grundplattenbiegung, mit dem Grenzdrehwinkel nach Gleichung(6.35). Ist dieser kleiner als der Grenzdrehwinkel, so kann mit dem vollen  $R_{Base,a}$  gerechnet werden. Das entspricht einer Beanspruchung über die gesamte Stirnplattenhöhe und somit kann der Grundwert der Lastübertragung vor der Stirnplatte  $R_{Base}^*$  angesetzt werden. Erreicht der Drehwinkel den Wert des Grenzdrehwinkels, so wird zwar noch die volle Einbindetiefe beansprucht, allerdings läuft die Beanspruchung zum unteren Rand hin aus (analog Dehnung = 0) und die Resultierende der Spannungsverteilung  $R_{Base,b}$  kann nach dem Spannungsblockansatz bestimmt werden. Es ist ratsam, zwischen dem vollen Ansatz von  $R_{Base}^*$ , also  $R_{Base,a}$  und der Abminderung  $R_{Base,b}$ , einen Übergangsbereich anzuordnen. In der Nachrechnung hat sich ein Bereich von 0,5 bis 1,0  $\tan\Phi_{Grenz}$  bewährt, siehe Bild 86. Jenseits des Grenzdrehwinkels kann dann nicht mehr die volle Einbindetiefe der Grundplatte angesetzt werden, sondern diese wird reduziert. Der Spannungsblock wird dann mit einem reduzierten  $h_{red}$  angesetzt. In allen Fällen lässt sich der Schwerpunkt der angreifenden Last eindeutig dem Berechnungsansatz der Last – Rechteck oder Spannungsblock – entnehmen.



Es gilt:

(6.36)

$$\begin{aligned}
 \text{Fall a)} \quad & \tan\Phi \leq 0,5 \cdot \tan\Phi_{\text{Grenz}} \\
 & R_{\text{Base},a} = \sigma_{\text{Base}}^* \cdot b_{\text{Base}} \cdot h_{\text{Base}} \\
 \text{Fall b)} \quad & \tan\Phi = \tan\Phi_{\text{Grenz}} \\
 & R_{\text{Base},b} = 0,9 \cdot \sigma_{\text{Base}}^* \cdot b_{\text{Base}} \cdot 0,8 \cdot h_{\text{Base}} \\
 \text{Fall c)} \quad & 0,5 \cdot \tan\Phi_{\text{Grenz}} < \tan\Phi < \tan\Phi_{\text{Grenz}} \\
 & \text{interpolieren zwischen } R_{\text{Base},a} \text{ und } R_{\text{Base},b} \\
 \text{Fall d)} \quad & \tan\Phi > \tan\Phi_{\text{Grenz}} \\
 & R_{\text{Base}} = 0,9 \cdot \sigma_{\text{Base}}^* \cdot b_{\text{Base}} \cdot 0,8 \cdot h_{\text{red}} \\
 & h_{\text{red}} = \frac{\tan\Phi_{\text{Grenz}}}{\tan\Phi} \cdot h_{\text{Base}}
 \end{aligned}$$

mit:

$$\sigma_{\text{Base}}^* = \alpha_{3D} \cdot \frac{255 \cdot f_c}{234 + f_c} + \frac{4,0 \cdot f_c - 3,2}{h_{\text{Base}}}$$

$$\alpha_{3D} = 2,0$$

analog Gleichung (6.32)

Die Berechnung am verformten Modell BASE gestaltet sich somit entsprechend Bild 87. Aus dem Iterationsschritt i-1 sind die Reaktionen vor der Stirn bekannt. Damit lässt sich eine neue Ankerkraft berechnen. Diese ist Grundlage für die Korrektur von  $R_{\text{Base}}$  und den zugehörigen Kraft- und Verformungsgrößen.

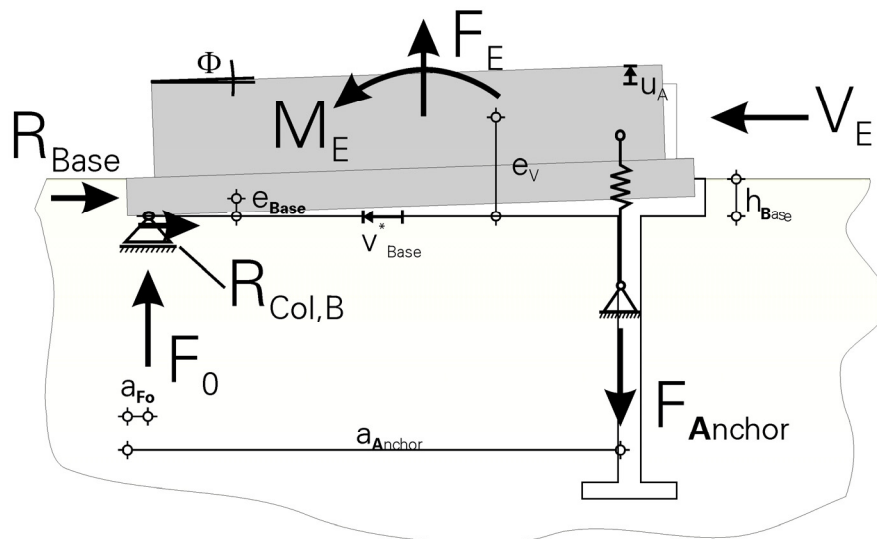


Bild 87: Kräfte und Bezeichnungen am verformten Modell BASE

Fig. 87: Forces and shifts at the deformed model BASE

Ankerkraft:

$$F_{Anchor} = \frac{V_E \cdot e_V - R_{Base} \cdot e_B + M_E + F_E \cdot (a_1 - a_{F_0})}{(a_A - a_{F_0})} \quad (6.37)$$

mit:

$$V_E = R_{Base} + R_{Col,Base}$$

$$R_{Col,B} = \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot F_0$$

$$F_0 = F_{Anchor} - F_E$$

und:

$$R_{Base} = f_{(\phi)}; \quad e_{Base} = f_{(\phi)}; \quad a_{F_0} = f_{(\phi)}$$

Ankerverformung mit Ankerkopfverschiebung 0,2 mm (Eventuell ist in den Drehwinkel noch die Grundplattenverbiegung mit einzurechnen):

$$u_A = F_A \cdot D + \Delta l_{Kopf} \quad (6.38)$$

mit:

$$D = \frac{l_{Anchor}}{E_A \cdot A_A} \text{ [mm/kN] Ankersteifigkeit}$$

$$\Delta l_{Kopf} = 0,2 \text{ mm}$$

$$\tan \Phi = u_A / a_A \quad (6.39)$$

Grenzdrehwinkel

$$\tan \Phi_{Grenz} = \alpha_\phi \cdot h_{Base} \cdot \sqrt[3]{f_c^2}$$

mit:

$$\alpha_\phi = 2,0 \cdot 10^{-5} / f_c^{0,08}$$

und:

$$\tan \Phi_{Grenz} = 2,0 \cdot 10^{-5} \cdot h_{Base} \cdot f_c^{0,587}$$

nach (6.35)

Korrektur der Lastabtragung vor der Stirn  $R_{Base}$  und Bestimmung der neuen Schwerpunktlage  $e_{Base}$  nach Bild 86 und Gleichungen (6.36). Es ist sinnvoll, bei dieser Berechnung die vorhandene Verdrehung nie größer als das 1,25-fache der Grenzverdrehung anzusetzen, um ein stabiles, numerisch vernünftiges Ergebnis zu erhalten.

$$\tan \Phi \leq 1,25 \cdot \tan \Phi_{Grenz} \quad (6.40)$$



Der Ansatz für die Kontaktkraft  $F_0$ , siehe Bild 87, ist zur Wahrung des Gleichgewichtes erforderlich und folgt den Überlegungen, die beim Modell LUG dargelegt wurden. Es gilt die Gleichung (6.37). Um die Kontaktzone zu strecken, wird jedoch eine entsprechende Bedingung über den Drehwinkel definiert. Dieses Kriterium ist hier als Parameter vorhanden und ersetzt somit die „Querdehnungsbehinderung“, die beim Modell LUG eingesetzt wurde.

$$a_{F_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_0}{n_1 \cdot f_c \cdot b_{Base}} \cdot n_2 \quad (6.41)$$

mit:

$$n_1 = 1,0$$

$$n_2 = \left( 1 - \frac{\tan \Phi}{\tan \Phi_{Grenz}} \right) \geq 0$$

Die Berechnung von  $a_{F_0}$  schließt den Iterationsschritt ab, eine neue Iteration kann beginnen. Es zeigt sich, dass das Verfahren recht rasch konvergiert, im Allgemeinen reichen 1 bis 2 Iterationen schon aus. Nach 5 Iterationen ist kaum noch eine Veränderung im Ergebnis festzustellen.

## 6.12 MODELL BASE – VERFORMUNGSBERECHNUNG

Eine Verformungsabschätzung ist notwendig, um die Modelle BASE und LUG kombinieren zu können. Für alle Modelle eines Einbauteils muss ja die gleiche Verschiebung auftreten.

Das Vorgehen ist analog zum Modell LUG und greift auf dieselbe korrigierte Datenbasis bezüglich der Verformungsmessung im Punkt  $w_4$  (auf dem Anker) zurück. Es gilt:

$$V_{Base,u} = \alpha_{3D} \cdot V_{Base}^* \quad (6.42)$$

mit:

$$V_{Base}^* = \frac{0,86 \cdot f_c + 73}{1000} \cdot \ln(h_{Base}) - 0,135$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$

nach (6.34)

Für die Kraft-Verschiebungs-Beziehung wird die gleiche Parabelbeziehung analog dem Parabel-Rechteckdiagramm, wie im Modell LUG angesetzt:

$$R_{Base,v} = -R_{Base} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Base,u}} \right)^n \right] \quad (6.43)$$

mit:

$$\begin{aligned} n = \sqrt{2} & \quad E = E_0 \\ n = 1,6 & \quad E = 1,1 \cdot E_0 \end{aligned}$$

$$E_0 = \frac{R_{Base}}{v_{Base}^*}$$

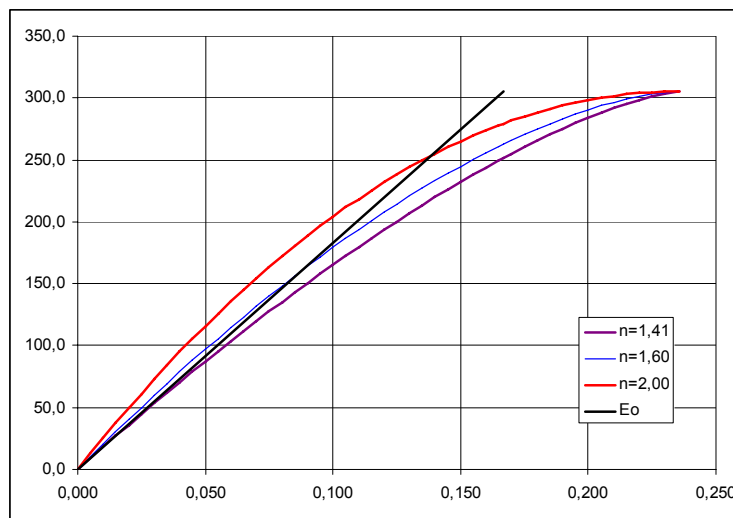
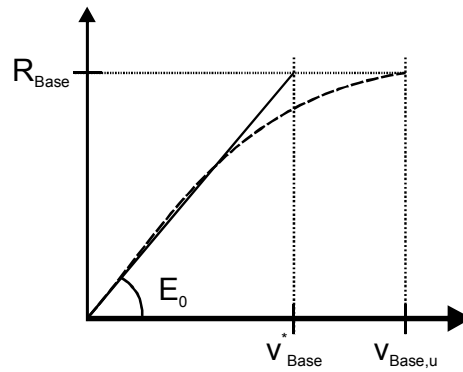


Bild 88: Definition der Verschiebung für das Modell „BASE“ und Gegenüberstellung verschiedener Parabel-Exponenten

Fig. 88: Definition of the shift for the model of BASE and comparison of different parabolic exponents

## 6.13 VERGLEICH DER NACHRECHNUNG MIT VERSUCHSWERTEN

Zur Nachrechnung stehen nur wenige Versuche bereit, da lediglich 10 der 68 Versuche für die Auswertung ohne Schubdübel durchgeführt werden. Die Qualität der Rechnung zeigt sich vor allem bei der Nachrechnung der kombinierten Versuche. Für die kann dann auch die Teilversagensart, Bruch der Stirnfläche und Umlagerung auf den Dübel, recht gut abgebildet werden.

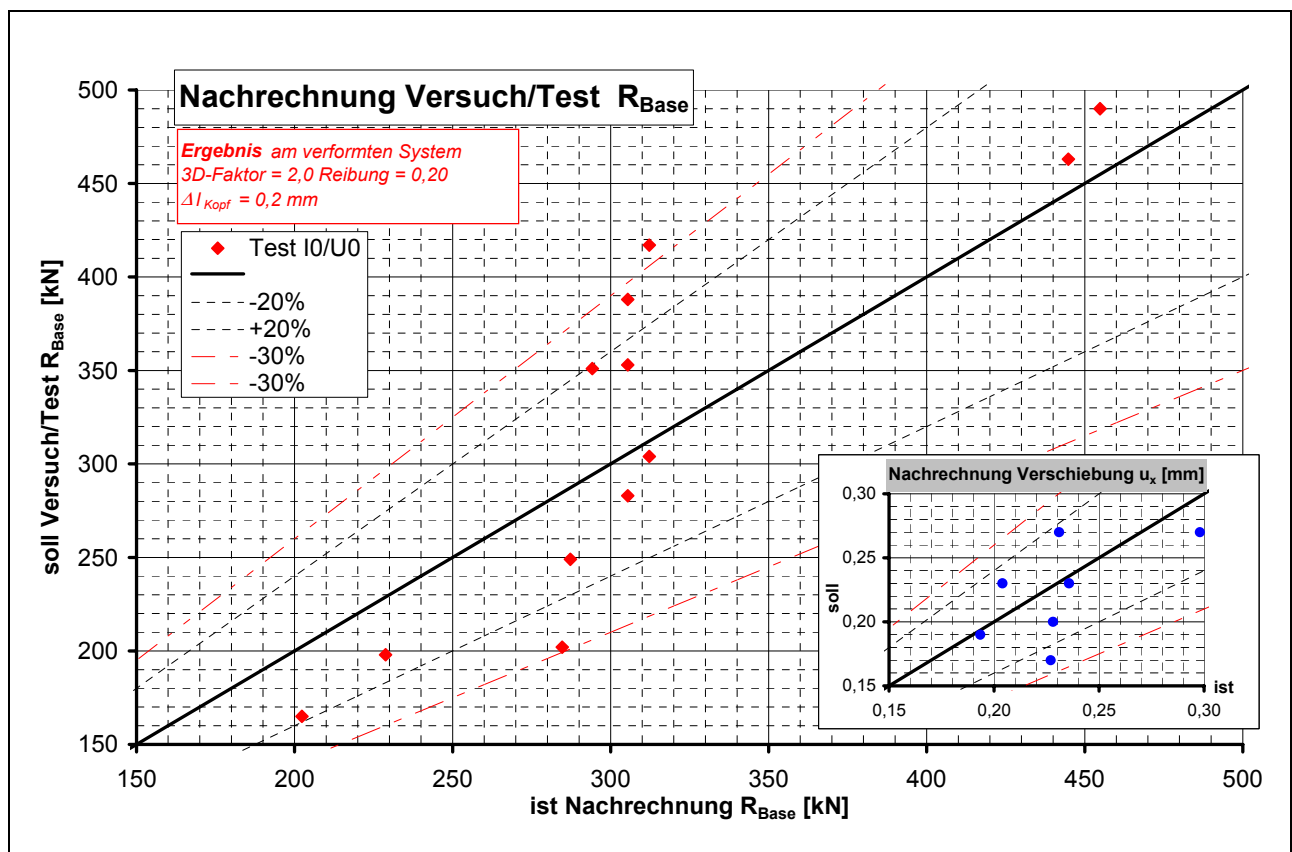
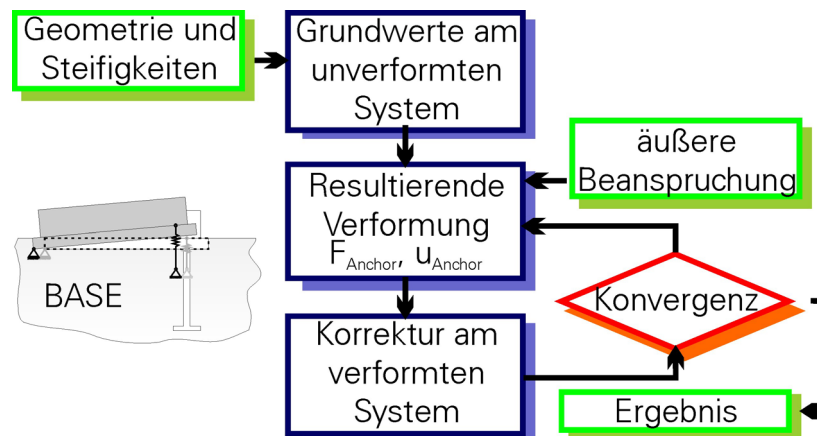


Bild 89: Vergleich der Nachrechnung – Modell BASE – mit den Versuchswerten

Fig. 89: Recalculation of the tests – Model BASE – comparison with tests

## 6.14 BASE – ZUSAMMENSTELLUNG DER FORMELN

Die im Vorausgehenden hergeleitete und erläuterte Berechnung kann in das nachfolgende Schema gepresst werden. Im Weiteren wird das Vorgehen skizziert und anschließend werden alle erforderlichen Formeln kommentarlos zusammengestellt. Es sei darauf hingewiesen, dass im Kapitel 7 diese Berechnung noch einmal in kommentierter und erläuternder Form wiederholt wird. Jedoch wird dort dann lediglich die Berechnung erklärt, nicht jedoch die Hintergründe wie hier.



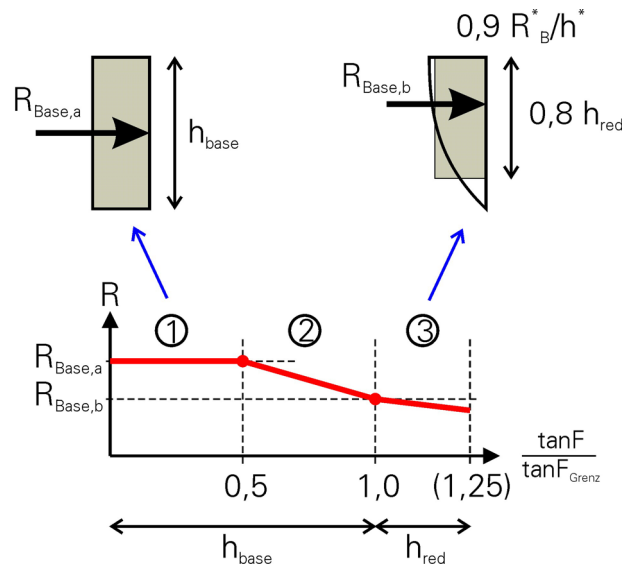
Die Berechnung gliedert sich nach obigem Schema wie folgt:

- Ausgehend von der Geometrie und den Materialparametern
  - Abmessungen des Einbauteiles
  - Materialeigenschaften im Einbauteil
  - Materialeigenschaften des Ankergrundes
- Ermittlung der Grundwerte am unverformten System
  - Lastübertragung vor der Stirn  $R_{Base}^*$
  - anzusetzender Schwerpunkt  $e_{Base}^*$
  - fiktive Verschiebung  $v_{Base}^*$
- Unter Berücksichtigung der äußeren Lasten
  - $F_E$  und  $M_E$
  - Ermittlung der Ankerzugkraft  $F_{Anchor,Base}$
  - Ermittlung der vertikalen Verformungen aus  $F_{Anchor,Base}$
- Iterative Korrektur am verformten System
  - Berechnung der Verformungen infolge Ankerverformung
  - Berechnung des Grenzdrehwinkels  $\Phi_{Grenz}$
  - Abminderung der Last vor der Stirn  $R_{Base,A}$ ,  $R_{Base,B}$
  - Berechnung der Kontaktkraft  $F_0$ ,  $A_{F_0}$  und  $R_{Col,Base}$
  - Ermittlung der neuen Ankerzugkraft  $F_{Anchor,Base}$
  - neue Iteration oder Abbruch
- Erhalt der aufnehmbare äußere Beanspruchung  $V_E$  im System BASE
- Aufstellen einer Last/Beanspruchungs-Verschiebungs-Beziehung für die aufnehmbare äußere Beanspruchung  $V_E$ .





### 6.14.2.3 KORREKTUR DER KRAFT VOR DER STIRN



Fall a)  $\tan\Phi \leq 0,5 \cdot \tan\Phi_{Grenz}$

$$R_{Base,a} = \sigma_{Base}^* \cdot b_{Base} \cdot h_{Base}$$

Fall b)  $\tan\Phi = \tan\Phi_{Grenz}$

$$R_{Base,b} = 0,9 \cdot \sigma_{Base}^* \cdot b_{Base} \cdot 0,8 \cdot h_{Base}$$

Fall c)  $0,5 \cdot \tan\Phi_{Grenz} < \tan\Phi < \tan\Phi_{Grenz}$

interpolieren zwischen  $R_{Base,a}$  und  $R_{Base,b}$

Fall d)  $\tan\Phi > \tan\Phi_{Grenz}$

$$R_{Base} = 0,9 \cdot \sigma_{Base}^* \cdot b_{Base} \cdot 0,8 \cdot h_{red}$$

$$h_{red} = \frac{\tan\Phi_{Grenz}}{\tan\Phi} \cdot h_{Base}$$

mit:

$$\sigma_{Base}^* = \alpha_{3D} \cdot \frac{255 \cdot f_c}{234 + f_c} + \frac{4,0 \cdot f_c - 3,2}{h_{Base}}$$

$$\alpha_{3D} = 2,0$$

#### 6.14.2.4 KORREKTUR DES CHWERPUNKTES VOR DER STIRN

Fall a)  $\tan\Phi \leq 0,5 \cdot \tan\Phi_{\text{Grenz}}$

$$e_{\text{Base}} = e_{\text{Base},a} = \frac{1}{2} \cdot h_{\text{Base}}$$

Fall b)  $\tan\Phi_{\text{Grenz}} > \tan\Phi > 0,5 \cdot \tan\Phi_{\text{Grenz}}$

$$e_{\text{Base}} = \text{interpolieren zwischen } e_{\text{Base},a} \text{ und } e_{\text{Base},b}$$

Fall c)  $\tan\Phi = \tan\Phi_{\text{Grenz}}$

$$e_{\text{Base}} = e_{\text{Base},b} = h_{\text{Base}} - \frac{0,8}{2} \cdot h_{\text{Base}} = 0,6 \cdot h_{\text{Base}}$$

Fall d)  $\tan\Phi > \tan\Phi_{\text{Grenz}}$

$$\begin{aligned} e_{\text{Base}} &= h_{\text{Base}} - 0,4 \cdot h_{\text{red}} \\ &= h_{\text{Base}} \left( 1 - 0,4 \cdot \frac{\tan\Phi_{\text{Grenz}}}{\tan\Phi} \right) \end{aligned}$$

$$h_{\text{red}} = \frac{\tan\Phi_{\text{Grenz}}}{\tan\Phi} \cdot h_{\text{Base}}$$

mit:

$$\sigma_{\text{Base}}^* = \alpha_{3D} \cdot \frac{255 \cdot f_c}{234 + f_c} + \frac{4,0 \cdot f_c - 3,2}{h_{\text{Base}}}$$

$$\alpha_{3D} = 2,0$$

Als Iterationshilfe:

$$\tan\Phi \leq 1,25 \cdot \tan\Phi_{\text{Grenz}}$$

#### 6.14.2.5 KONTAKTKRAFT $F_0$

$$a_{F_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_0}{n_1 \cdot f_c \cdot b_{\text{Base}}} \cdot n_2$$

mit:

$$n_1 = 1,0$$

$$n_2 = \left( 1 - \frac{\tan\Phi}{\tan\Phi_{\text{Grenz}}} \right) \geq 0$$



### 6.14.2.6 GLEICHGEWICHT

$$F_{Anchor} = \frac{V_E \cdot e_V - R_{Base} \cdot e_B + M_E + F_E \cdot (a_l - a_{F_0})}{(a_A - a_{F_0})}$$

### 6.14.2.7 LÄNGSVERSCHIEBUNG

$$v_{Base,u} = \sqrt{\alpha_{3D}} \cdot v_{Base}^*$$

mit:

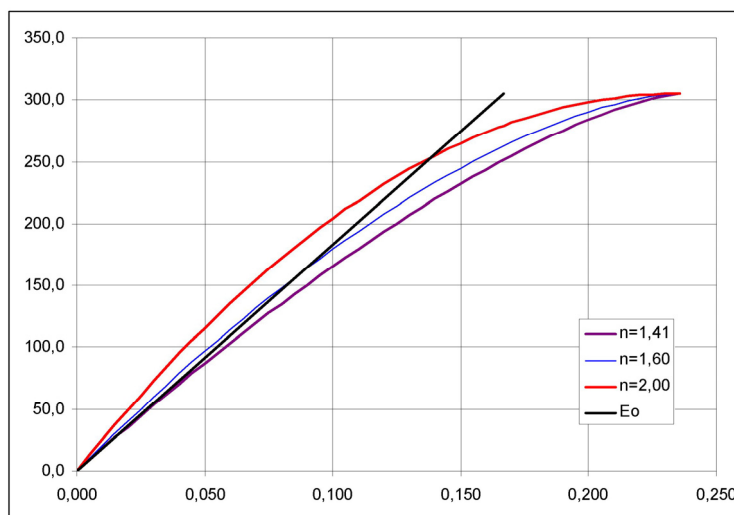
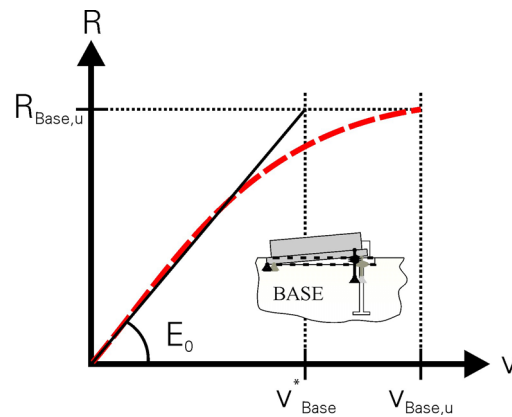
$$\alpha_{3D} = 2,1$$

$$V_{E,Base} = -V_{E,Base,u} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Base,u}} \right)^n \right]$$

$$n = \sqrt{2} \quad E = E_0$$

$$n = 1,6 \quad E = 1,1 \cdot E_0$$

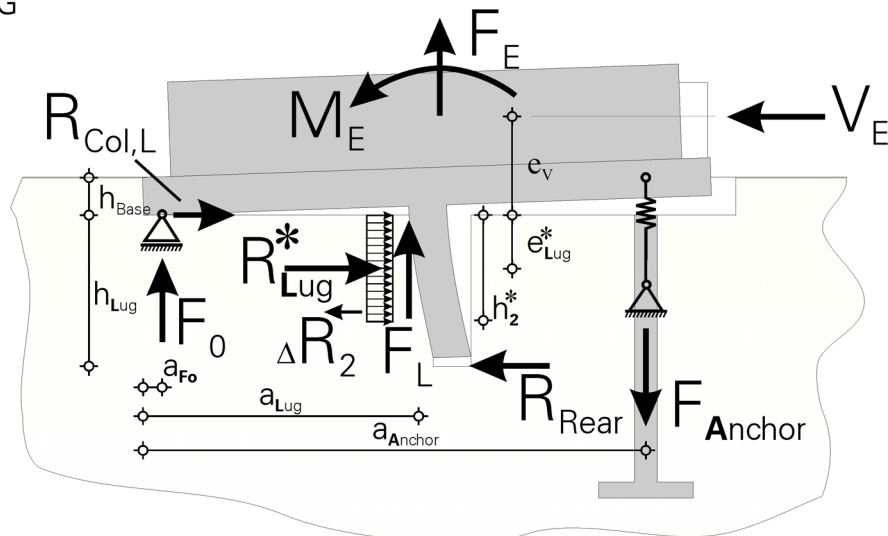
$$E_0 = \frac{R_{Base}}{v_{Base}^*}$$



## 6.15 KOMBINATION DER MODELLE

Die Aufstellung des Rechenverfahrens zur Nachrechnung der Versuche wurde bisher für die beiden Lastübertragungsmodelle LUG und BASE getrennt durchgeführt. Aufgabe ist es nun, diese beiden Modelle wieder zusammenzuführen, um die allgemeinen Versuchswerte, die ja beide Varianten der Lastabtragung in sich vereinigen, nachrechnen zu können. Für die Grundmodelle gilt:

LUG



BASE

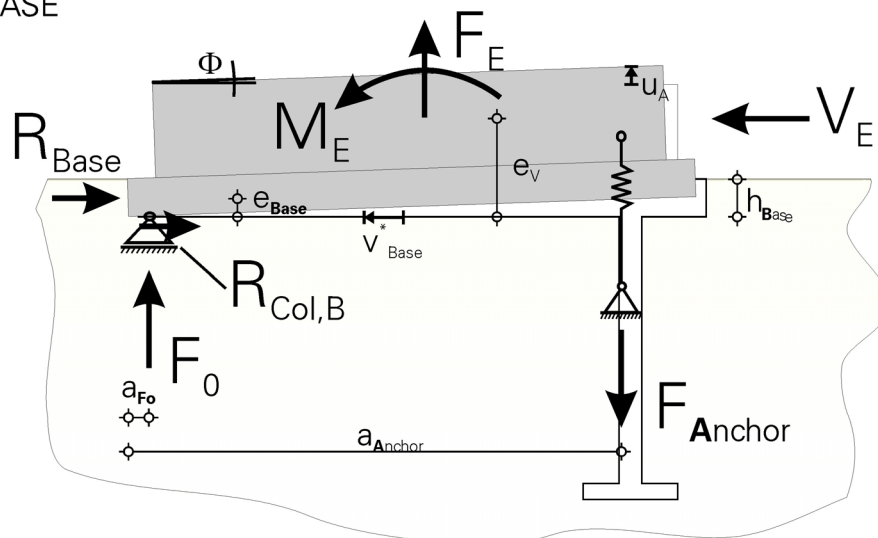


Bild 90: Schnittgrößen für die Grundmodelle

Fig. 90: Forces at the basic models

Die übertragenen Lasten  $V_{Base}$  und  $V_{Lug}$  können nach den Formeln, die zuvor hergeleitet wurden, ermittelt werden. An dieser Stelle ist lediglich das Endergebnis der Iteration von Interesse. Generell wird die Verschiebung an der Basis der Grundplatte betrachtet. Die Grundwerte dieser Verschiebung  $v^*$  existieren für die Modelle „LUG“ und „BASE“ als  $v_{Base}^*$  und  $v_{Lug}^*$ .

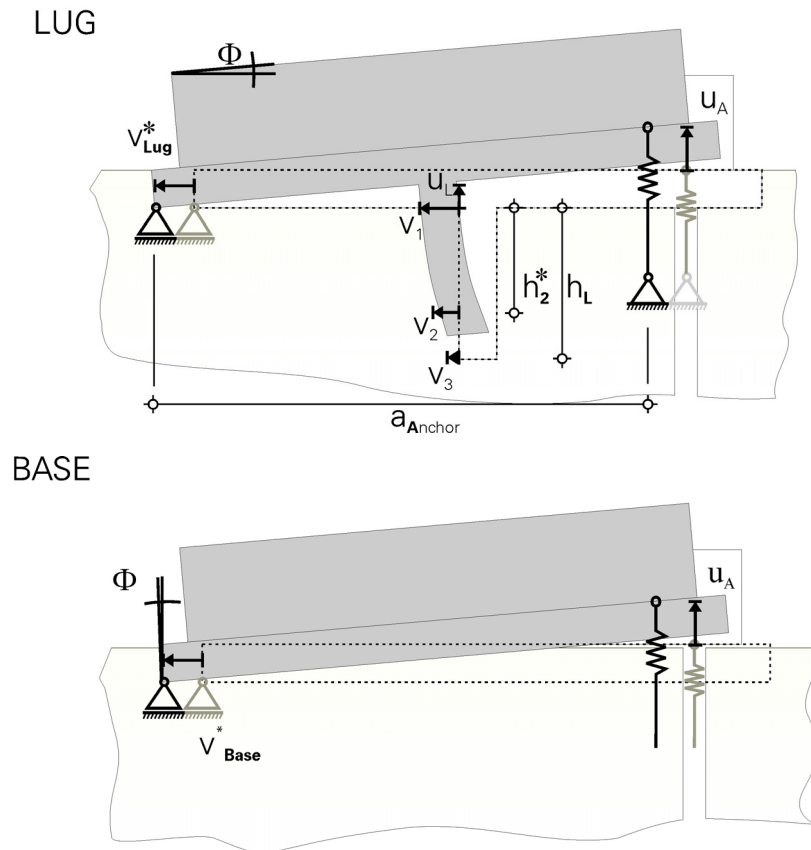


Bild 91: Verformungen für die Grundmodelle

Fig. 91: Shifts and deformations at the basic models

Die Übertragung der horizontalen Beanspruchung  $V$  ist in beiden Modellen räumlich getrennt und findet einmal vor der Grundplatte (Modell BASE) und einmal vor dem Dübel (Modell LUG) statt. Jedoch ist für beide Modelle ein Kräfteausgleich im Zuganker notwendig. Da die Beanspruchung und damit die Verformung am Zuganker jedoch die übertragbaren Lasten  $V$  direkt beeinflusst, muss die Zugankerkraft eines Modells bei der Berechnung des anderen Modells berücksichtigt werden.

Für die Ermittlung der maximal übertragbaren Lasten ist dies verhältnismäßig leicht zu bewerkstelligen, es muss lediglich etwas mehr iteriert werden. Bei der Kombination der Modelle hingegen ist dann zusätzlich die Bedingung einzuhalten, dass gleiche Verschiebungen in den Einzelmodellen herrschen müssen. Nun treten die jeweils maximal übertragbaren Lasten aber nicht bei den gleichen Verschiebungen auf, womit sich ein weiteres iterativ zu lösendes Problem stellt.

Um die Verträglichkeit schon bei der Berechnung einzuhalten, müssten für beide Modelle die gleichen Ankerverformungen und die gleichen horizontalen Verformungen angesetzt werden. Die erste Bedingung kann leicht berücksichtigt werden, da beide Modelle, oder auch alle Modelle, den gleichen Zuganker verwenden. Die entsprechenden Zugankerkräfte müssen also nur addiert werden. Die zweite Bedingung

– gleiche horizontale Verschiebungen –ist hingegen schwerer in das Modell einzubauen, da das System auf die Ermittlung der jeweils maximalen Last kalibriert ist.

Einfacher ist es, die Grundmodelle getrennt zu betrachten, zu berechnen und dann zu kombinieren. Inwieweit sich hierbei ein Modellfehler bezüglich der Verformungen bemerkbar macht, soll im Weiteren untersucht werden.

An dieser Stelle werden die oben für die Grundmodelle definierten Kraft-Verschiebungs-Beziehungen benötigt. Damit kann für eine gegebene Verschiebung die vorhandene übertragene Last ermittelt werden. Die hierzu gehörende Zugankerbeanspruchung kann dann näherungsweise linear interpoliert werden. Ein genauerer Ansatz scheint nicht notwendig, da die erzielte Gesamtgenauigkeit des Verfahrens dies nicht unterstützt.

Für das Betonversagen vor dem Dübel und vor der Grundplatte können nun die kombinierten Versagenslasten ermittelt werden. Ein Versagen des Zugankers und der Einzelkomponenten des Einbauteils wird hierbei ausgeklammert. Es wird davon ausgegangen, dass diese Komponenten entsprechend der übertragbaren Betonlasten dimensioniert werden. Eine entsprechende Kontrolle bzw. Bemessung ist unbedingt erforderlich, soll an dieser Stelle aber nicht interessieren. Analog zu den in den Versuchen aufgetretenen Versagensarten am Einbauteil sind folgende Konstellationen denkbar:

- Fall 1) Versagen vor der Stirnplatte vor dem Dübelversagen;  $V_{E,Base} < V_{E,Lug}$ 
  - A Für den Verschiebungszustand des Stirnversagens (BASE) wird der Kräftezustand vor dem Dübel ermittelt und addiert.
  - B Ist die Dübeltraglast größer als im Fall 1A), so kann diese ausgenutzt werden.
  - C Ist die Dübeltraglast kleiner als im Fall 1A), so tritt ein Gesamtversagen ein.
- Fall 2) Dübelversagen vor dem Versagen vor der Stirn;  $V_{E,Base} > V_{E,Lug}$ 
  - A Für den Verschiebungszustand des Dübelversagens (Modell LUG) wird der Kräftezustand vor der Grundplatte (Modell BASE) ermittelt und addiert.
  - B Ist die Grundplattentraglast größer als im Fall 2A), so kann diese ausgenutzt werden.
  - C Ist die Dübeltraglast kleiner als im Fall 2A), so tritt ein Gesamtversagen ein.

Bedingt durch die Gestaltung der Versuche konnte der Fall 2B) im Versuch nicht auftreten. Dieser ist jedoch theoretisch denkbar und bei entsprechender Dimensionierung der Einbauteile durchaus realistisch, wohl aber nicht unbedingt wirtschaftlich, da die Lastübertragung vor dem Dübel wesentlich leistungsfähiger ist.

### 6.15.1 UMSETZUNG

Die Umsetzung gestaltet sich dann wie folgt. Das Gesamtsystem Einbauteil wird in die einzelnen Lastabtragungsmodelle aufgespalten. Für jedes Lastabtragungsmodell wird die Berechnung nach dem Schema LUG oder BASE durchgeführt. Die Grundwerte werden ermittelt und anschließend eine Korrektur am verformten System durchgeführt. Nachdem alle Einzelmodelle berechnet sind, kann in einem weiteren Schritt eventuell noch die Ankerkraft der anderen Modelle in jedes Einzelmodell integriert werden, um eine bessere Kontinuität im Anker bzw. in der Ankerverformung herzustellen. Danach erfolgt eine Auswertung der Versagensmechanismen und die erwartete Traglast des Gesamtsystems wird bestimmt. Die Kombination erfolgt über die horizontalen Verformungen. Hier wird der realitätsnahe Wert Bruchverschiebung verwendet, nicht der fiktive Grundwert der Verschiebung. Zuerst wird das Einzelmodell mit der geringsten Bruchverschiebung betrachtet. Für dieses Einzelmodell steht die zulässige Lastübertragung  $V_{E,i}$  mit der Bruchverschiebung  $v_{u,i}$  fest. In den anderen Einzelmodellen ( $i+1, i+2 \dots$ ) muss nun die zu dieser Verschiebung  $v_{u,i}$  gehörende Lastübertragung  $V_{E,i+1}, V_{E,i+2}, \dots$  ermittelt werden. Hierzu wird der Lastverschiebungsansatz nach Bild 92 herangezogen. Die Gesamtlastübertragung  $V_E$  wird aus den Einzellastübertragungen durch Addition ermittelt. Für den Verschiebungszustand wird nun dieses Einzelmodell mit der kleinsten Bruchverschiebung versagen.

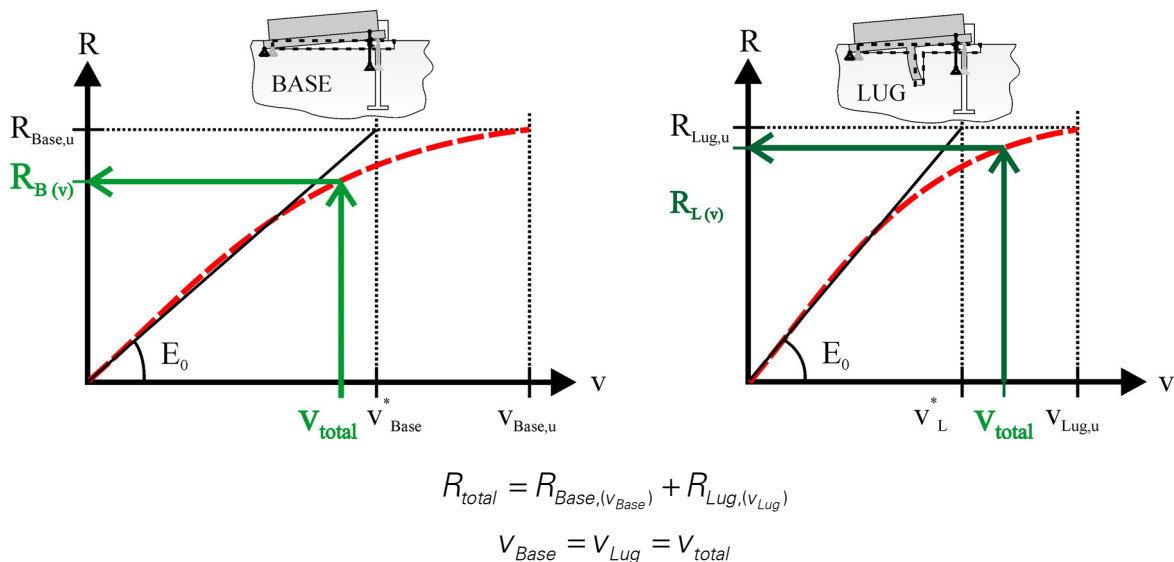


Bild 92: Berücksichtigung von Teilverschiebungen

Fig. 92: Consideration of partial shifts

Für die verbleibenden Einzelmodelle kann nun geprüft werden, inwieweit diese den Lastanteil des Einzelmodells das versagt hat übernehmen können. Ist dies möglich, so kann die Untersuchung mit der Einzelversagenslast des nächsten Modells

wiederholt werden. Können die verbleibenden Modelle die Last des ausgefallenen Modells jedoch nicht übernehmen, tritt unmittelbar ein Gesamtversagen ein. Die Last kann also nicht gesteigert werden, wohl jedoch die Verformung bis zum Erreichen des Versagens, für das dann die Bruchverschiebung des letzten noch tragenden Modells gilt.

Für ein Einbauteilsystem mit je einer Lastabtragung vor der Grundplatte und einer vor dem Dübel ergibt sich also folgendes Schema:

- Aufspalten in die Lastabtragungsmodelle, Festlegen der Eingabeparameter
  - Position
  - Material
  - Geometrie
  - Beanspruchung
- Berechnung Modell LUG
  - Grundwerte
  - Korrektur am verformten System
  - eventuell Übernahme der Ankerzugkraft aus dem Modell BASE
- Berechnung Modell BASE
  - Grundwerte
  - Korrektur am verformten System
  - eventuell Übernahme der Ankerzugkraft aus dem Modell LUG
- Auswertung
  - Versagen BASE
    - 1A) Versagenslast BASE mit zugehöriger Last am LUG
    - 1B) Versagenslast LUG nach BASE-Versagen
    - Auswertung der Versagensart
      - GnG **G**esamtversagen **n**ach **G**rundplattenversagen
      - AV **A**nker**V**ersagen
  - Versagen LUG
    - 2A) Versagenslast LUG mit zugehöriger Last an BASE
    - 2B) Versagenslast BASE nach LUG-Versagen
    - Auswertung der Versagensart
      - GnD **G**esamtversagen **n**ach **D**übelversagen (LUG)
      - AV **A**nker**V**ersagen

### 6.15.2 VERGLEICH MIT DEN VERSUCHSERGEBNISSEN

Zuerst soll die Qualität der Berechnungsergebnisse ohne Berücksichtigung der jeweils im anderen Lastabtragungsmodell auftretenden Ankerkräfte dargestellt werden. Dies entspricht einer vereinfachten Berechnung an zwei vollständig getrennten Teilsystemen. Bis auf die Dimensionierung der Anker ist dieses Vorgehen durchaus vertretbar, bzw. es führt immer noch zu recht guten Ergebnissen. Das Ergebnis dieser Berechnung ist für alle gültigen Versuchswerte in Bild 93 und Bild 94 dargestellt. „Gültige Versuche“ heißt, dass Versuche mit Dübel- oder Ankerversagen nicht gewertet werden, sondern nur solche mit Betonversagen vor der Stirn oder vor dem Dübel oder vor beiden.

Die Erweiterung des Verfahrens mit Berücksichtigung der Ankerkraft aus beiden Modellen erhöht den Aufwand für die Berechnung erheblich. Genau genommen muss sogar die jeweils zugehörige Ankerkraft angesetzt werden. Die Berechnung und Berücksichtigung der Ankerkräfte für Versagen im Modell BASE und Versagen im Modell LUG ist aber meist ausreichend. Entsprechende Ergebnisse sind in Bild 95 für das Stirnversagen und in Bild 96 für die Traglast dargestellt. Im Regelfall ist somit zu untersuchen:

- Versagenslast der Stirn mit zugehöriger Dübelkraft und zugehöriger Ankerkraft
- Dübel trägt diese Last alleine und die zugehörige Ankerkraft ist möglich
- Versagenslast des Dübels mit zugehöriger Ankerkraft

Addiert man diese beiden Maxima der Ankerkräfte, so liegt man meist auf der sicheren Seite, da durch die zu große Ankerkraft zu große vertikale Verformungen auftreten, und damit die Abminderung der Lastabtragung zu groß abgeschätzt wird. Für die Versagenslasten vor der Stirn und vor dem Dübel liegen die Werte dann etwas mehr auf der sicheren Seite.

Die Qualität der erreichten Rechengenauigkeit des Rechenmodells lässt sich anhand eines Vergleiches mit den Versuchsergebnissen darstellen. In den folgenden Bildern sind die Ergebnisse der Versuche über den Rechenergebnissen für das Gesamtversagen aufgetragen und ebenso das Teilversagen vor der Stirnplatte in Versuch und Rechnung dargestellt. Idealerweise liegen die Werte auf der 45°-Geraden. Werte unterhalb der Sollgeraden markieren Rechnungen, deren Ergebnis über dem des Versuchs liegt. Werte oberhalb repräsentieren hingegen Rechnungen, die das Versuchsergebnis unterschätzen.

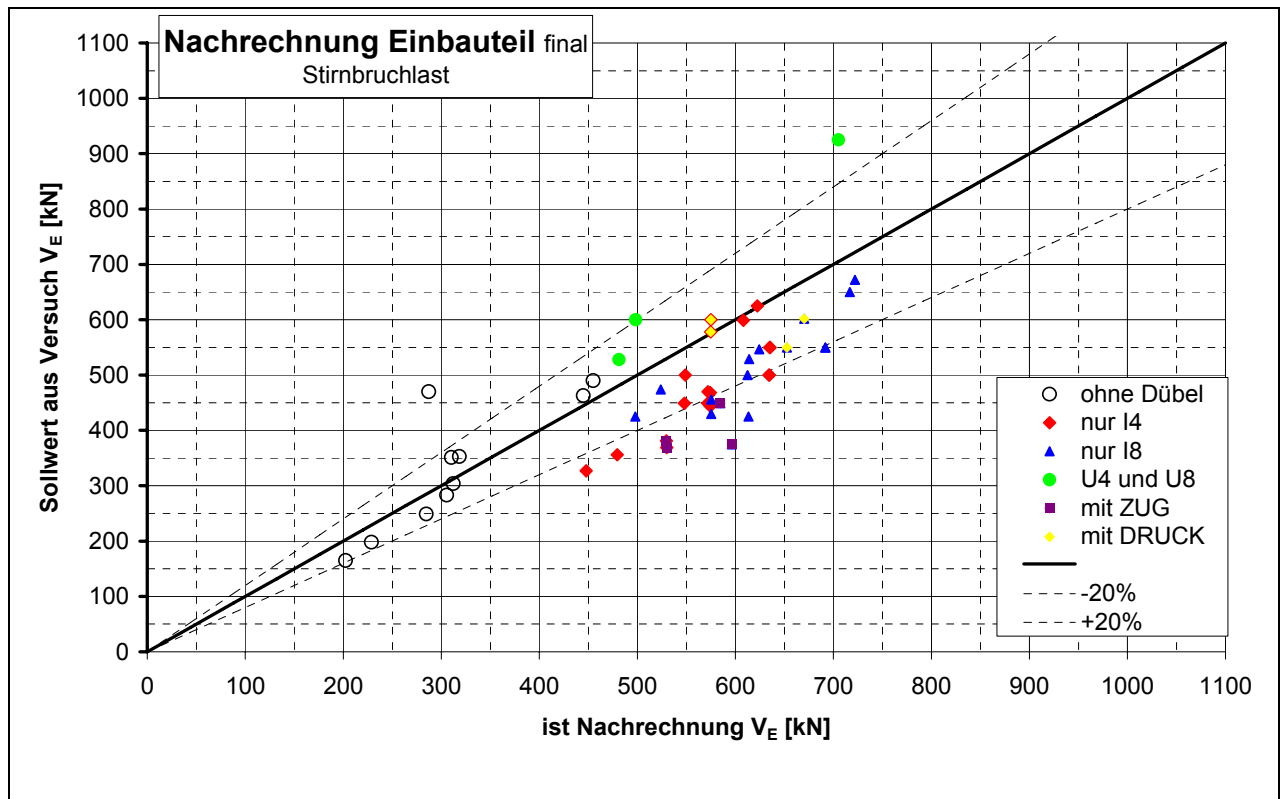


Bild 93: Nachrechnung der Stirnbruchlasten – vereinfachte Ankerkraftberechnung

Fig. 93: Recalculation of base failure – simplified calculation of anchor force

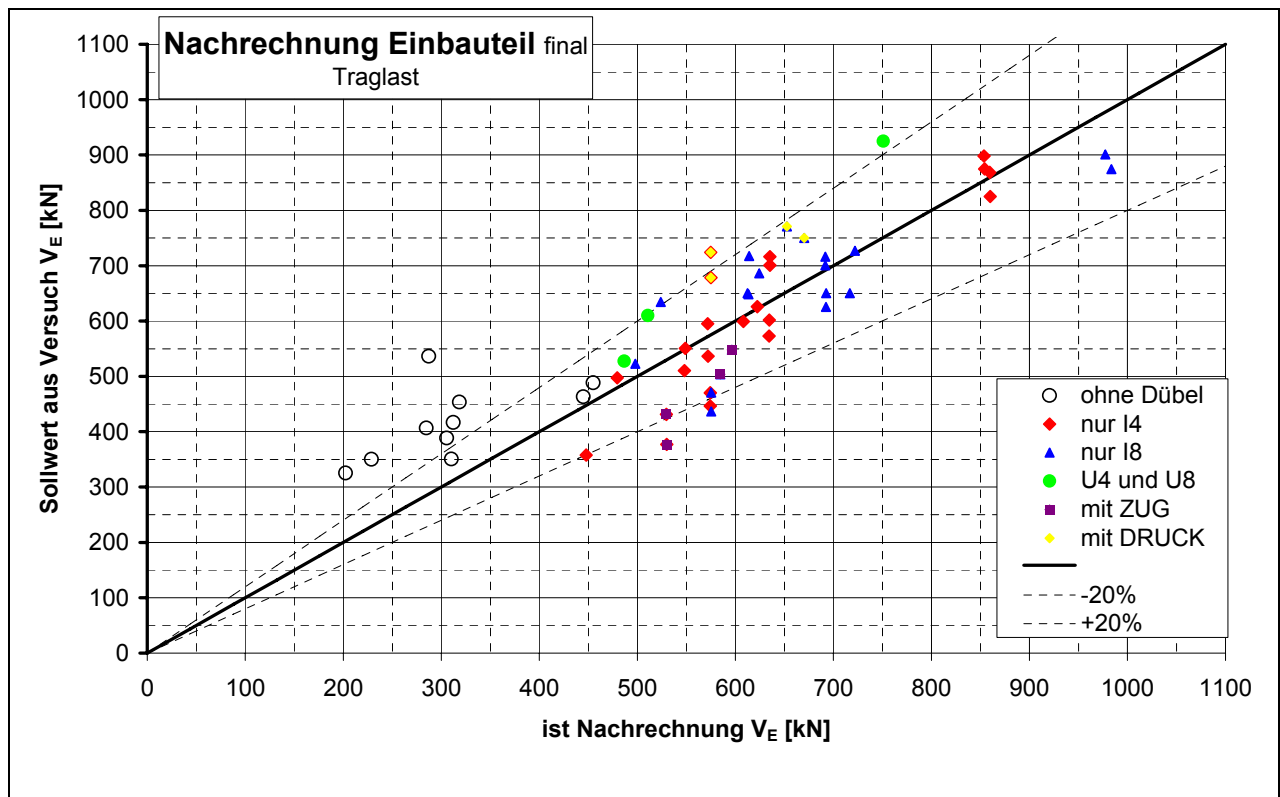


Bild 94: Nachrechnung der Traglast – vereinfachte Ankerkraftberechnung

Fig. 94: Recalculation of total failure – simplified calculation of anchor force



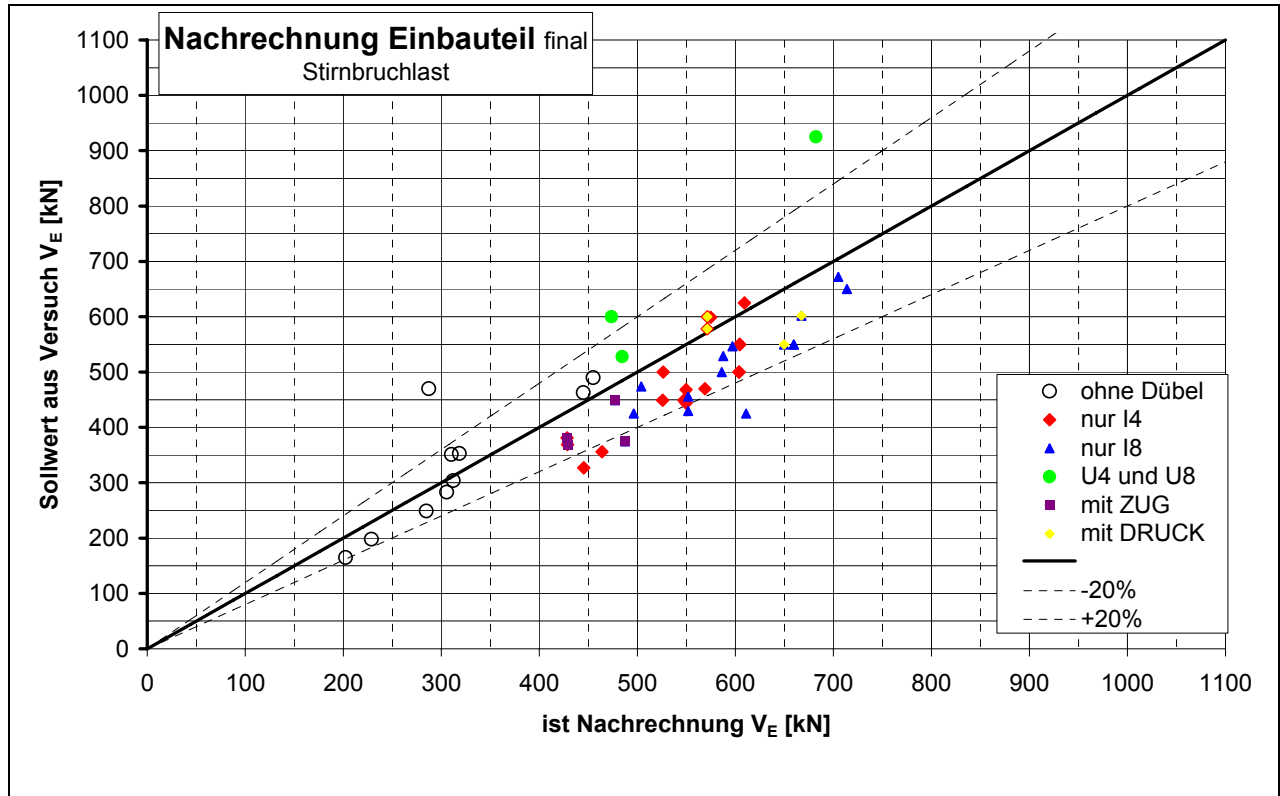


Bild 95: Nachrechnung der Stirnbruchlasten – genaue Ankerkraftberechnung  $F_{Anker, anders}$

Fig. 95: Recalculation of base failure – more exact calculation of anchor force

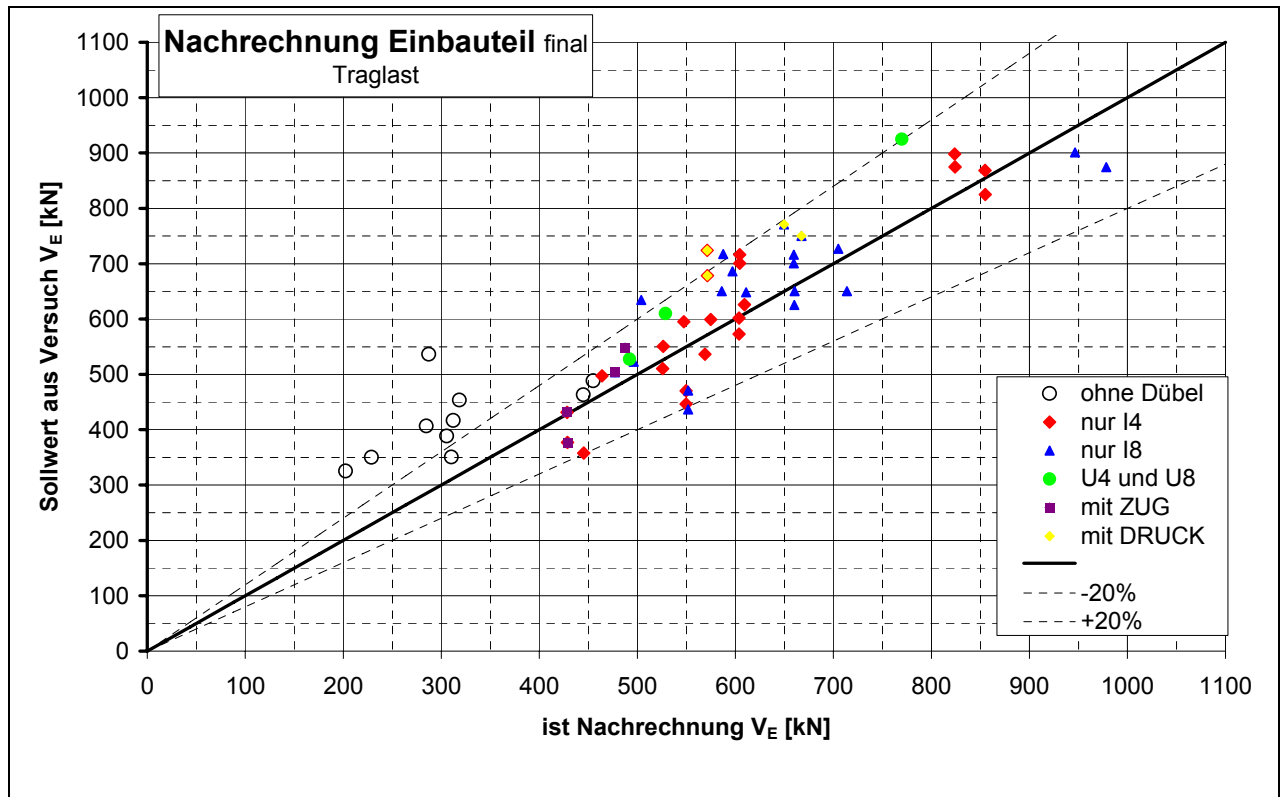


Bild 96: Nachrechnung der Traglast – genaue Ankerkraftberechnung  $F_{Anker, anders}$

Fig. 96: Recalculation of total failure – more exact calculation of anchor force

### 6.15.3 WERTUNG

Interessant ist ein direkter Vergleich der Ergebnisse nach diesen beiden Ansätzen, also Berücksichtigung einer möglichst exakten Ankerkraft – mit Berücksichtigung der Ankerkräfte aus den anderen Modellen – oder pauschales Ansetzen der Ankerkraft aus den einzelnen Modellen.

Die erzielbare Qualitätssteigerung im ersten Fall zeigt Bild 97 und Bild 98, bei jedoch stark erhöhtem Aufwand für die Berechnung. Die Werte ohne Berücksichtigung der Ankerkraft aus den jeweils anderen Modellen sind grau dargestellt. Die Ergebnisse mit entsprechender Berücksichtigung dann farbig, damit werden die Inhalte der Bilder Bild 93 bis Bild 96 zusammengefasst und in Bild 97 sowie Bild 98 dargestellt.

Für die Ermittlung der Stirnbruchlast wird die Überschätzung deutlich abgemindert, siehe Bild 97. Es gelingt nahezu, in den ursprünglich anvisierten Grenzen von  $\pm 20\%$  zu bleiben. Für die Berechnung der Traglasten, siehe Bild 98, hingegen wird durch diesen zusätzlichen Berechnungsaufwand lediglich das Sicherheitsniveau im Ganzen vergrößert. Insgesamt werden die zu erwartenden Lasten eher etwas unterschätzt. Abgesehen von wenigen Punkten wandern alle Ergebnisse mehr oder weniger weit nach links geschoben, die Berechnung liefert also kleinere Werte. Eine Ausnahme bilden die grün dargestellten Versuche mit sehr steifen Dübeln, die sogar nach rechts, im Diagramm, wandern können, jetzt also größere Rechenwerte liefern. Diese Versuche, mit biegestarrem Dübel, werden aber prinzipbedingt in ihrer Traglast unterschätzt, womit sich hier keine gravierenden Nachteile für das Sicherheitsniveau ergeben.

Vereinfacht kann man zu dem Schluss kommen, dass das einfache Verfahren bei relativ steifen Einbauteilen durchaus anwendbar ist, es kann aber die tatsächliche übertragbare Last deutlich überschätzen. Für die untersuchten Fälle würde aber ein zusätzlicher Teilsicherheitsbeiwert, der die Ergebnisse um ca. 10 % abmindert, diese Überschätzung korrigieren und auf das Sicherheitsniveau der aufwendigeren Rechnung mit exakter kombinierter Ankerzugkraft zurückführen.

Die Lasten der Gruppe der Einbauteile ohne Dübel – als Kreise dargestellt – werden erheblich unterschätzt. Dies kann jedoch damit erklärt werden, dass die Lasten aus dem Versuch zu hoch angegeben werden. Genauer betrachtet hat sich hier vor den Ankern – Zuganker und vorderer Anker – eine Lastabtragung entwickeln können, da die Schweißnähte mit denen die Zuganker an der Grundplatte befestigt sind im Prinzip wie Dübel wirken. In der Nachrechnung hätte somit ein Ersatzdübel nach Modell LUG berücksichtigt werden müssen, um die Traglast zu ermitteln. Die theoretisch ermittelte Stirnbruchlast stimmt hingegen mit der im Versuch beobachteten recht gut überein, da hier der Dübeleffekt der Schweißnähte nicht von solcher Bedeutung ist. Aufgrund der geringeren Verformung hat hier die Abpolsterung am Zuganker noch besser gewirkt.

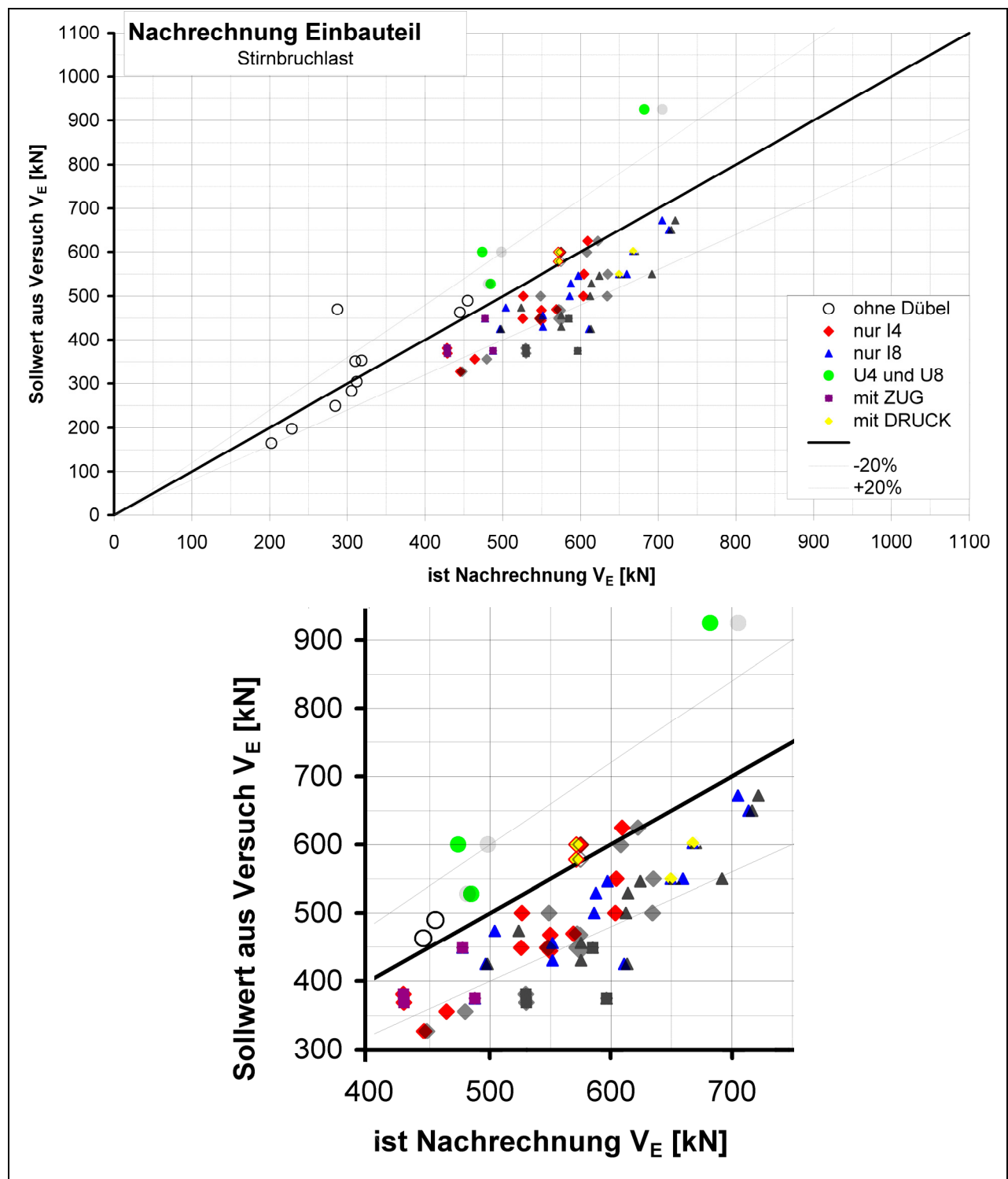


Bild 97: Abwägung für Stirnbruchlasten.

Fig. 97: Consideration of base failure

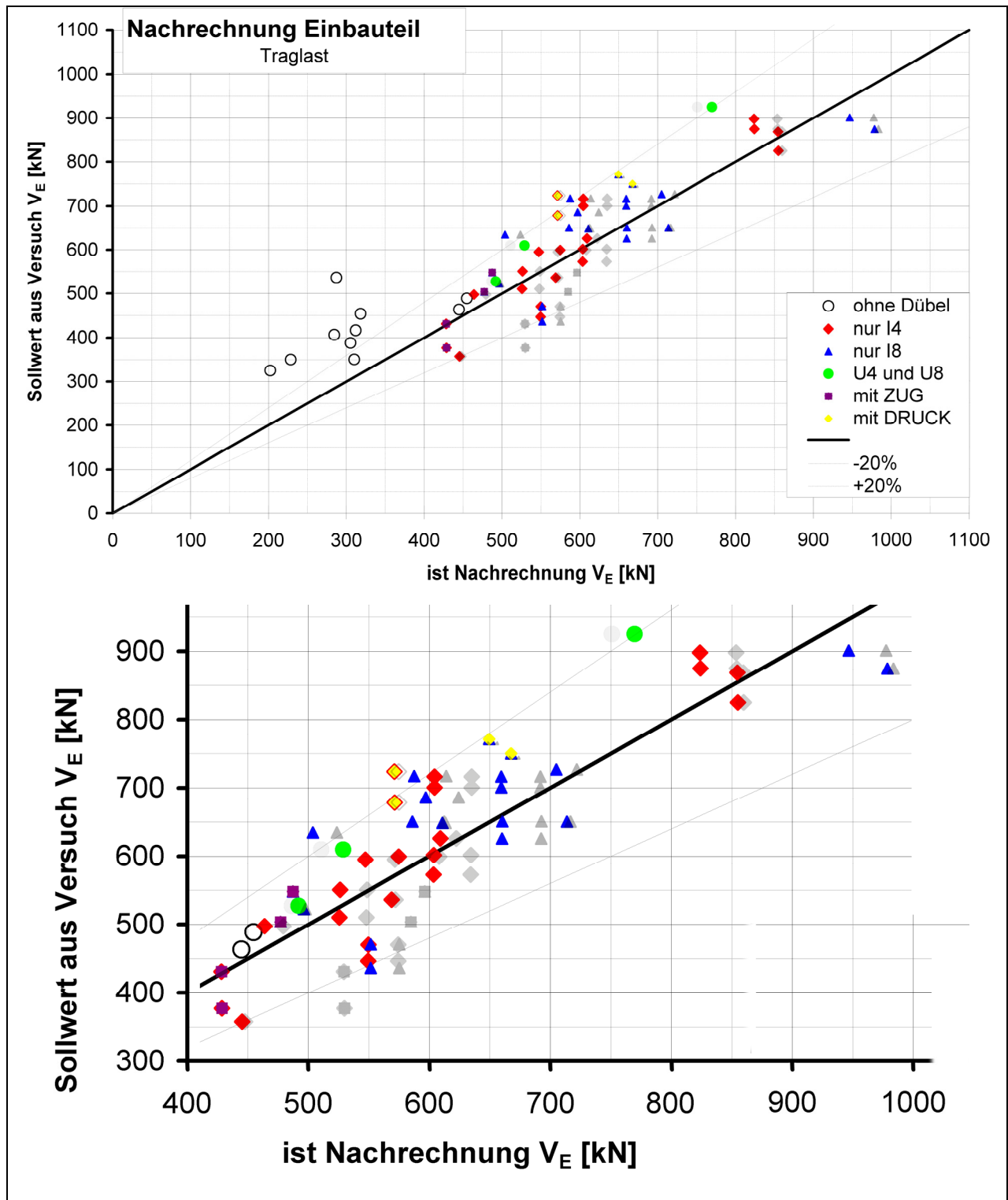


Bild 98: Abwägung für Traglasten.

Fig. 98: Consideration of total failure

#### 6.15.4 GEFILTERTE AUSWERTUNG

Wie erwähnt, wurden bisher für diese Nachrechnung alle Versuche herangezogen, es wurde also keine Auswahl der Versuche nach der tatsächlichen Bruchursache vorgenommen, sondern immer Betonversagen unterstellt. De facto haben aber etliche Versuche infolge Ankerversagen und Dübelversagen versagt, entsprechen somit nicht dem Versagensszenario der Berechnung und können strenggenommen nicht zur Beurteilung der Berechnungsqualität herangezogen werden.

Nimmt man eine entsprechende Filterung vor, so entfallen zwar einige Versuche mit aufgetretenem Ankerversagen und/oder Dübelversagen. Die Punktwolken im Bild 99 (für das finale Versagen) und im Bild 100 (für das Teilversagen des Betons vor der Stirnplatte) gruppieren sich aber enger an die 45° Gerade des Sollwertes. Die „Ausreißer“ entfallen weitgehend.

Für beide Versagensarten, also das Gesamtversagen und das Teilversagen vor der Stirn, liegen die Nachrechenergebnisse mit wenigen Ausnahmen in einem Bereich von  $\pm 20\%$ . In beiden Bildern sind die Ergebnisse mit einer Berücksichtigung der Ankerkraft im jeweils anderen Modell wieder farbig dargestellt. Die Ergebnisse ohne diese Berücksichtigung hingegen in Grau. Die exaktere Lösung – farbig – liefert meist kleinere Rechenwerte der aufnehmbaren Last, liegt aber genauso wie die Lösung ohne diese Berücksichtigung der „exakten“ Ankerkraft im Toleranzbereich von  $\pm 20\%$ . Für die hier untersuchten Bauteilgeometrien und Steifigkeitsverhältnisse ist es also nicht zwingend erforderlich, die „exakte“ Rechnung durchzuführen. Die Überschätzung der im Versuch erreichten Last kann hier noch über den zu wählenden Sicherheitsbeiwert abgedeckt werden.

Fazit: Es kann an dieser Stelle festgehalten werden, dass es gelingt, die Versuchswerte hinreichend genau mit dem angegebenen Rechenverfahren vorauszusagen. Die vorhandenen Streuungen sind akzeptabel und können zu einem großen Teil durch genaue Beobachtung der Versuchsbedingungen und Versuchsauffälligkeiten erklärt werden. Auf eine entsprechende Filterung der Ergebnisse wird hier allerdings verzichtet. Die dann dargestellte Genauigkeit würde ein zu großes Vertrauen in die Berechnung suggerieren. Das System ist sehr stark von den Materialkennwerten und deren Streuung abhängig. Aus diesem Grunde wird die Nachrechnung auch nicht mit dem tatsächlich gemessenen E-Modul und der tatsächlich gemessenen Zugfestigkeit, sondern mit deren Normwerten durchgeführt. Es wird somit der Bemessungsfall simuliert, in dem eine Betondruckfestigkeit vorgegeben wird und die zu erwartende Last für das Einbauteil errechnet werden soll, ohne eine exakte Messung aller Betonparameter vorgenommen zu haben. Rechnet man hingegen mit den tatsächlich gemessenen Materialkennwerten, so liegen die Gesamtergebnisse entsprechend besser, wie in der Herleitung der Bemessungsformel gezeigt wurde.

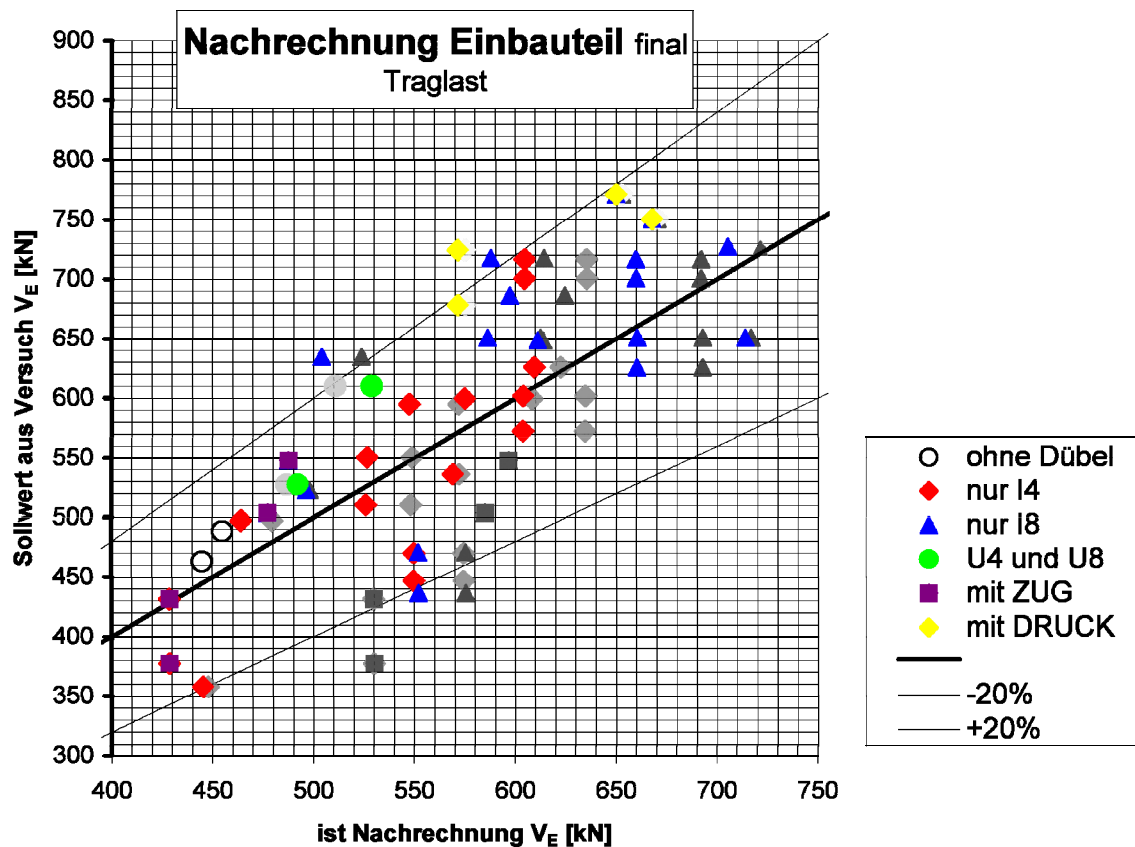
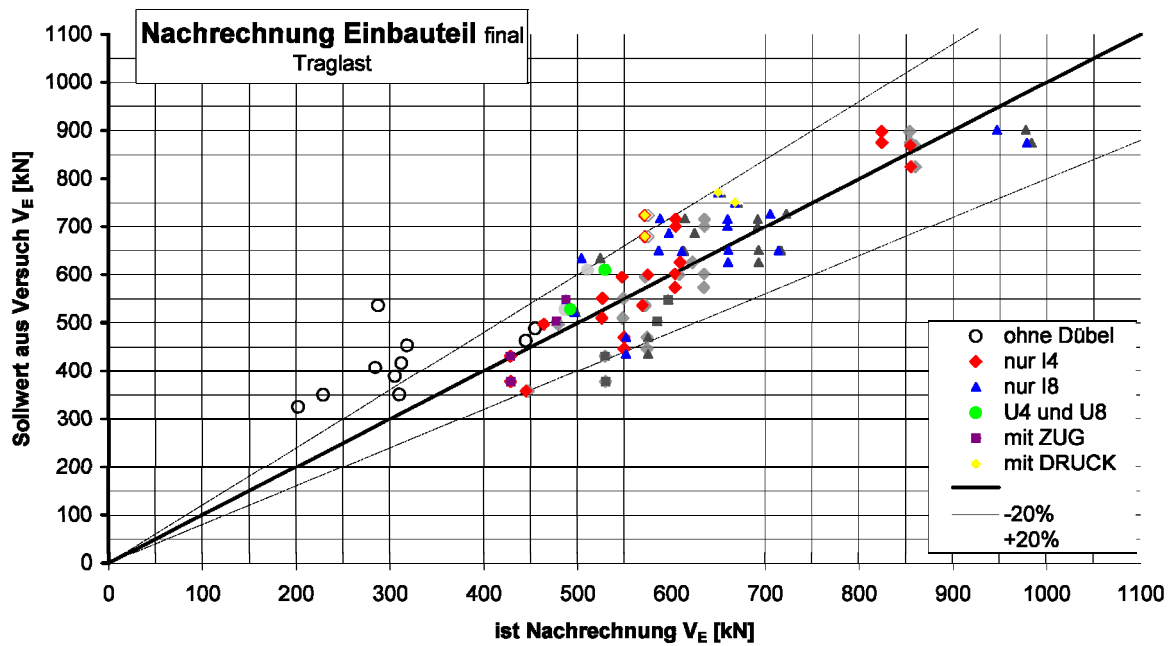


Bild 99: Nachrechnung der Traglasten und Vergleich mit den Versuchen – gefiltert

Fig. 99: Consideration of total failure – filtered

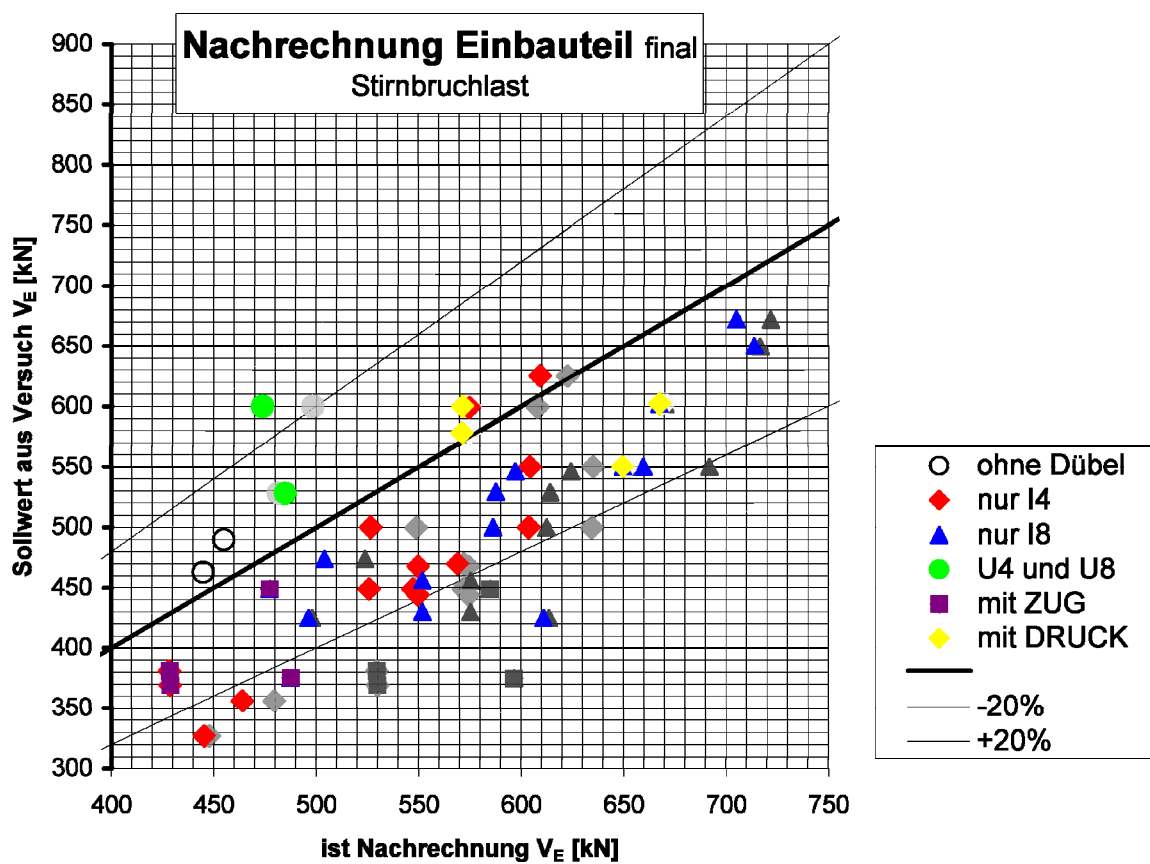
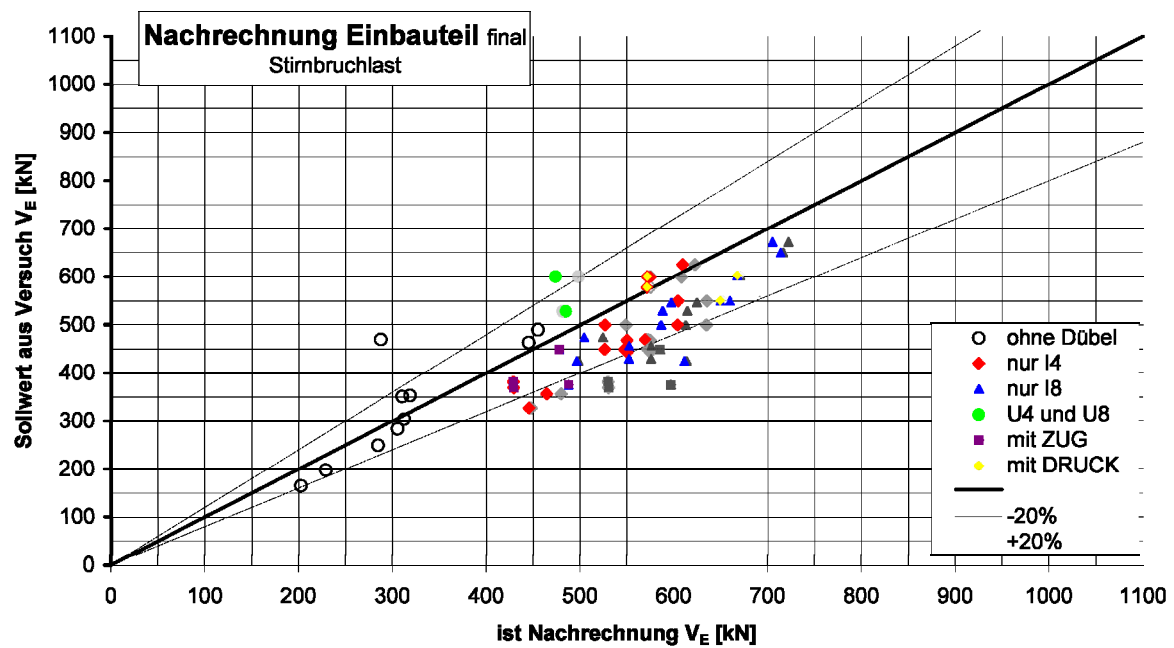


Bild 100: Nachrechnung der Stirnbruchlasten und Vergleich mit den Versuchen – gefiltert

Fig. 100: Consideration of BASE failure – filtered

### 6.15.5 GÜLTIGKEIT DER ERGEBNISSE

Bei der bisherigen Rechnung wird davon ausgegangen, dass die zulässige horizontale Betontragfähigkeit ermittelt werden soll, also ob ein Versagen des Betons vor der Stirn (Modell BASE) und/oder ein Versagen des Betons vor dem Dübel (Modell LUG) stattfindet. Alle anderen Teile des Systems Einbauteil sind dann für diese Lasten und die ihnen zugewiesenen Beanspruchungen zu bemessen bzw. nachzuweisen.

Dies gilt auch für die Zuganker, die wiederum ein eigenes komplexes System darstellen.

Es wurde schon beschrieben, dass für den Zuganker keine Überlagerung mit der Schubkraftübertragung berücksichtigt werden muss, solange der interagierende Bereich relativ klein ausfällt. Für übliche Ausbildungen der Einbauteile muss die Interaktion der Betonbeanspruchung aus Ankerausbruch des Zugankers und Betonbeanspruchung aus Schubkrafteinleitung vor der Stirn und vor dem Dübel also nicht berücksichtigt werden. Dies gilt hauptsächlich deshalb, weil die Beanspruchung aus Schubkrafteinleitung sehr lokal auf die Bereiche vor der Stirn und vor dem Dübel begrenzt ist und sehr rasch abklingt (räumliche Ausweitung).

Die Betonbeanspruchung aus Zugankerausbruch ist hingegen räumlich sehr ausgeht. Die Ausbruchkegel erreichen im Test immer einen Durchmesser, der die 4- bis 6-fache Verankerungstiefe beträgt. Für die Berechnung wird hingegen ein Verankerungskegel mit 2facher Verankerungstiefe als Durchmesser angesetzt.

Wenn sich nun die Beanspruchungen aus Schubkrafteinleitung und Zugankerbeanspruchung überlagern, so geschieht dies nur in einem sehr kleinen Bereich des Ausbruchkegels. Weiterhin versagt die Mantelfläche des Ausbruchkegels, da der Beton in dieser Fläche seine Zugtragfähigkeit überschreitet. Während die Schubkrafteinleitung eine Druckkomponente quer zu dieser Versagensfläche darstellt. Also verzögert die Schubkrafteinleitung in diesem Bereich ein Versagen der Ausbruchkegelfläche. Das Versagen des Zugankers infolge Betonausbruch wird also immer auf der der Last abgewandten Seite beginnen, also immer hinter den Dübeln. Genau dieser Effekt wird auch für die Ausbruchkegel der schubbeanspruchten Dübelverankerungen beschrieben.

Im Allgemeinen werden für die Zuganker Kopfbolzendübel oder ähnliche Systeme eingesetzt werden. Die Zugtragmechanismen dieser Teile können anderen Arbeiten entnommen werden, zusammenfassend sei wieder auf die Aufsätze ELIGEHAUSEN im Beton-Kalender [41] und Mauerwerks-Kalender [42] , sowie [43] hingewiesen.



## **7 NACHRECHNUNGSMODELL FÜR SCHUBDÜBEL**

In dem vorangegangenen Kapitel 6 wurde das Berechnungsverfahren hergeleitet und erklärt. Hier soll das Verfahren nochmals beschrieben und erklärt werden, wobei der Schwerpunkt auf die Beschreibung des Verfahrens und dessen Anwendung gelegt wird. Die teilweise Doppelung des Inhaltes wird in Kauf genommen, um unterschiedlichen Interessenlagen der Leser gezielter entsprechen zu können. Beide Kapitel sind unabhängig voneinander lesbar und geben jedes für sich einen hinreichenden Überblick über das Berechnungsverfahren.

### **7.1 ZIEL**

Ziel ist das Bereitstellen einer Berechnungsgrundlage für schubbeanspruchte Befestigungselemente – Einbauteile – zur oberflächenparallelen Lasteinleitung in einen, im Allgemeinen betonartigen Befestigungsgrund.

Als Grundlage der rechnerischen Abschätzung der Lastübertragungskapazität und des Bauteilverhaltens dienen die Materialkennwerte für die beteiligten Materialien. Eine vorgegebene Einbauteilgeometrie soll unter Berücksichtigung weiterer äußerer Beanspruchungen – hier  $M_E$  und  $F_E$  – analysiert werden, und die zulässige Schubbeanspruchung  $V_E$  des Einbauteiles ermittelt werden. Weiterhin soll in Abhängigkeit der Mechanismen der Lastübertragung das Versagenszenario abgeschätzt werden. In diesem Schritt dient das Berechnungsschema der Bestimmung der Bruchlast. Die mit den entsprechenden Sicherheiten beaufschlagte Designlast wird in einem weiteren Schritt bestimmt und unterscheidet sich lediglich bezüglich des gewählten Sicherheitsmodells von der Bruchlast. Die Wahl der materialeitigen Sicherheitsbeiwerte wird im folgenden Kapitel 8 diskutiert und vorgeschlagen.

### **7.2 PROBLEMATIK**

Ausgehend von den Versuchen kann mittels Regression eine Bemessungsgleichung hergeleitet werden. Diese Bemessungsgleichung verwendet die im Versuch variierten Parameter als Eingangsgrößen und liefert dann einen entsprechenden Wert der erwarteten Bruchbeanspruchung. Diese Bemessungsgleichung ist jedoch eng mit der Geometrie der eingesetzten Einbauteile verknüpft und wurde erstmalig in CURBACH et al. [12] veröffentlicht.

Sollen jedoch allgemeiner definierte Einbauteile untersucht werden, so ist diese Bemessungsgleichung nicht mehr ausreichend. Daher wird ein allgemein gültiges phy-

sikalisches Modell beschrieben, um auch entsprechend allgemeine Einbauteilgeometrien nachrechnen bzw. berechnen zu können. Dieses Modell wird an den vorhandenen Versuchen aus CURBACH [12] und Cook [22] verifiziert und geeicht. Dieses Modell kann dann eingesetzt werden, um beliebige Einbauteilgeometrien zu berechnen. Die Ausbildung der Einbauteile ist dann vollständig beliebig, solange die Ausbildung auf die bekannten Grundformen LUG und BASE zurückgeführt werden kann. Es muss lediglich mindestens eine ebene flächige Lastübertragungsfläche senkrecht zur Beanspruchungsrichtung der äußeren Beanspruchung  $V_E$  vorhanden sein, und die äußere Beanspruchung  $V_E$  ist die hauptsächlich wirkende Beanspruchung. Das heißt, das Verfahren schließt die Lastübertragung an zum Beispiel abgerundeten Flächen, wie dies auf Querkraft beanspruchte Kopfbolzendübel darstellen, nicht ein. Die Lastabtragung an diesen Bauteilen ist in anderen Arbeiten dargelegt. Auszugweise sei hier auf die Arbeiten von ELIGEHAUSEN [39], [43], KUHLMANN [61] und COOK [22] verwiesen.

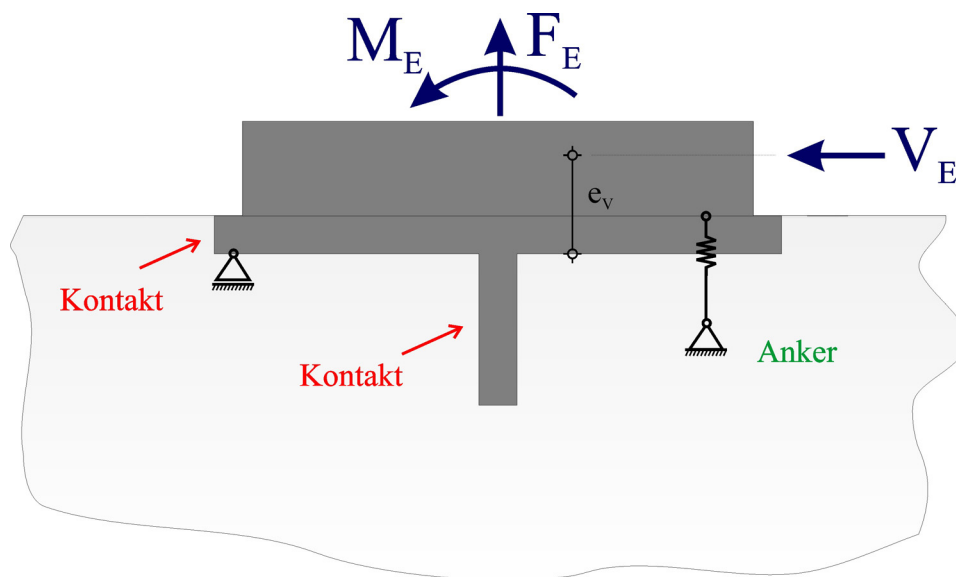


Bild 101: Allgemeine Darstellung der untersuchten Einbauteile

Fig. 101: General representation of the examined fixings

Diese ebene Lastübertragungsfläche senkrecht zur Beanspruchungsrichtung der äußeren Beanspruchung  $V_E$  ist eine Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton – siehe Bild 101. Über diese Kontaktfläche wird ein Betonvolumen durch die einzuleitende Schubkraft beansprucht. Dieses lastübertragende oder beanspruchte Betonvolumen ist seitlich und unten von Beton umgeben. In Lastrichtung ist ausreichend Betonvolumen vorhanden, um die am Dübel übertragene Beanspruchung auszubreiten und zu verteilen. Die Frage der notwendigen Randabstände wird hier nicht diskutiert, es

wird hier nur die lokale Lasteinleitung am Einbauteil betrachtet. An seiner Oberseite kann dieses Volumen durch die Betonoberfläche oder eine Stahlplatte, hier die Grundplatte, abgeschlossen werden.

Diese Unterschiede in der oberen Begrenzung des beanspruchten Betonvolumens haben entscheidende Konsequenzen auf die Beanspruchbarkeit des Betonvolumens. Ist die Oberfläche eine freie Betonoberfläche, so kann sich im beanspruchten Betonvolumen keine mehraxiale Beanspruchung ausbilden. In der Berechnung wird dies durch das Modell BASE wiedergegeben, siehe unten. Ist das Betonvolumen hingegen auf der Oberseite begrenzt, also in der Dehnung behindert, so kann eine mehraxiale Beanspruchung unterstellt und eine entsprechende Festigkeitssteigerung im Beton angesetzt werden. Für die Berechnung wird dann das Modell LUG herangezogen.

Kernpunkt im Modell LUG ist die Ausbildung eines mehraxialen Druckspannungszustandes infolge Dehnungsbehinderung. Die aus Gleichgewichtsgründen in vertikaler Richtung entstehenden Verschiebungen und Verdrehungen, allgemein Verformungen, siehe Anker in Bild 101, beeinflussen den mehraxialen Spannungszustand maßgebend. Sind diese Verformungen klein, so ist die Betonausdehnung behindert, höhere Festigkeiten infolge mehraxialer Druckbeanspruchung können ausgenutzt werden. Dies wird im Grenzfall B, Bild 102, dargestellt. Sind die Verformungen entsprechend groß, findet keine Dehnungsbehinderung statt, und der Grenzfall A aus Bild 102 liegt vor. Je nach den Verformungsverhältnissen wird sich der tatsächliche Zustand zwischen diesen Grenzwerten einstellen, siehe Fall C aus Bild 102.

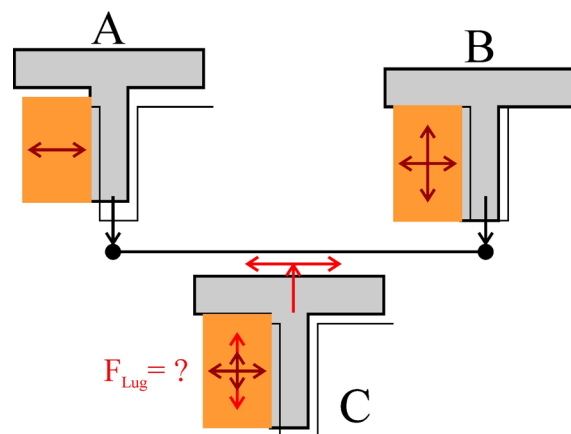


Bild 102: Spannungsverhältnisse vor dem Dübel

Fig. 102: Stress in front of lug

Die Lastübertragung vor dem Dübel wird dann zusätzlich noch stark von den Dübel-eigenverformungen beeinflusst. Im Allgemeinen ist der Dübel ein hoch beanspruchtes Bauteil, das sich infolge dieser Beanspruchung verformen kann. Diese Verformung ist ebenfalls zu berücksichtigen. Die Grundplatte, deren Lastabtragung im Modell BASE dargestellt ist, ist im Allgemeinen als biegestarr anzusehen. Im Modell BASE ist dann lediglich, wie natürlich auch beim Dübel, die Verdrehung des Einbauteils zu berücksichtigen. Kann sich die Grundplatte verformen, so müssen die Auswirkungen dieser Verformung auf die Dübelverformung berücksichtigt werden, wie auch der Einfluss dieser Grundplattenverformung auf die verdrehte Lage der Stirnplatte. Näheres hierzu wird in den entsprechenden Abschnitten erläutert.

Das Grundproblem liegt also in der Tatsache begründet, dass die Lastübertragung vor den lastübertragenden Bauteilen Grundplatte und Dübel von der Verformung abhängig ist, die wiederum – infolge des notwendigen Gleichgewichtes am Einbauteil – das Ergebnis der Lastübertragung darstellen. Somit lässt sich das Problem lediglich iterativ lösen.

Im Weiteren wird dargestellt, wie die Einbauteile iterativ zu berechnen sind. Die Berechnung wird hier anhand der in den Versuchen eingesetzten Einbauteilgeometrie vorgeführt. Sie kann aber sinngemäß auf jede andere Geometrie angewendet werden. Es ist denkbar, dass mehrere Dübel verwendet werden. Auch hier gibt es dann lediglich die Parameter Verdrehung und Verformung des Einzeldübels, um die Lastübertragung vor dem Dübel zu errechnen. Die Gleichgewichtsbedingungen müssen dann entsprechend angepasst werden, bleiben aber prinzipiell immer gültig.

Auf das Problem der Reihung, also des parallelen Wirkens mehrerer Dübel hintereinander, muss getrennt eingegangen werden. Dieses Problem lässt sich aber mit Verweis auf die Ansätze zur Teilflächenpressung leicht lösen.

### **7.3 VORGEHEN**

Da, wie oben beschrieben, die Verformungen die Beanspruchbarkeit beeinflussen und die Beanspruchung wiederum die Verformungen bestimmt, liegt es nahe, von einem unverformten Grundsystem auszugehen, und dies dann iterativ anhand der Verformungen zu korrigieren. Da die realen Versuche aber immer beide Komponenten enthalten und unverformte Versuche versuchstechnisch nicht durchführbar sind, wurde dieses Grundsystem mittels FE-Analyse untersucht. Wie im Kapitel FE-Berechnung dargestellt, wurde in einer großen Anzahl von Berechnungen jeweils ein Parameter variiert, und dann dessen Einfluss mittels Regression in ein mathematisches Modell überführt. Die Vielzahl der möglichen mathematischen Beziehungen wurde dahingehend gefiltert, dass ein wahrscheinlich mögliches physikalisches Mo-

dell immer bevorzugt wurde, auch wenn dann die relative Übereinstimmung der Ergebnisse mit den Rechenwerten eventuell etwas niedriger ausfällt. Die so entstandenen und gefundenen Beziehungen und Formeln sind im Weiteren dargestellt. Zur Herleitung wird auf das vorhergehende Kapitel verwiesen. Hier werden auch alternative Formeln angegeben und die Hintergründe der Lastabtragung näher beleuchtet.

Ausgangspunkt für die Berechnung sind die Geometrie des Einbauteils, die Materialkennwerte und die äußere Beanspruchung, wobei die eigentliche Schubbeanspruchung gesucht wird und lediglich die zusätzlichen äußeren Beanspruchungen  $M_E$  und  $F_E$  bekannt sein müssen. Als Materialien kommen für das Einbauteil metallische Materialien zum Einsatz, diese sollten einem linear elastisch/plastischen Stoffgesetz folgen. Im Einbauteil sollten sie nur im linearelastischen Bereich beansprucht werden, Plastifizierung ist prinzipiell möglich, entsprechende Anpassungen der Verformungsberechnung sind dann aber notwendig. Als Ankergrund wird ein betonähnliches Material vorausgesetzt, das eine dem Normalbeton entsprechende Festigkeitssteigerung bei mehraxialer Druckbeanspruchung aufweist. Ist dies nicht gegeben, so sind die Grundwerte der übertragbaren Spannung vor dem Dübel anzupassen.

Die Berechnung der übertragbaren Beanspruchung  $V_E$  am Gesamtsystem erfolgt dann in folgenden Schritten:

- Zerlegen in die Modelle LUG und BASE
- Berechnung der Beanspruchbarkeit, jeweils getrennt für die Modelle LUG und BASE
- Ermitteln der Grundwerte am unverformten System
- Korrektur der Reaktionsgrößen am verformten System
- Iterative Verbesserung der Reaktionsgrößen
- Zusammenführen der Modelle über das Kriterium gleiche Verschiebung
- Ermitteln der Gesamttraglast
- Bestimmen der Versagensursache bzw. des Tragverhaltens
- Nachweis und Dimensionierung der Einzelkomponenten
- Kontrolle der Schweißnähte, der zulässigen Ankertragkraft usw.

## 7.4 ZERLEGEN

Als Erstes wird das Einbauteil in die verschiedenen Lastabtragungsmodelle aufgespaltet, die getrennt berechnet werden. Das Einbauteil kann im einfachen Fall lediglich über ein Lastabtragungsmodell verfügen. Die Berechnung reduziert sich dann entsprechend. Im Regelfall wird eine Lastübertragung vor der Grundplatte und vor dem Dübel erwünscht sein, dann findet hier die Aufsplittung in die Modelle BASE und LUG statt. Das Einbauteil kann aber auch mehrere Dübel aufweisen, dann muss

jeder Dübel getrennt untersucht werden. Alle Modelle werden später wieder über die Verträglichkeitsbedingungen kombiniert.

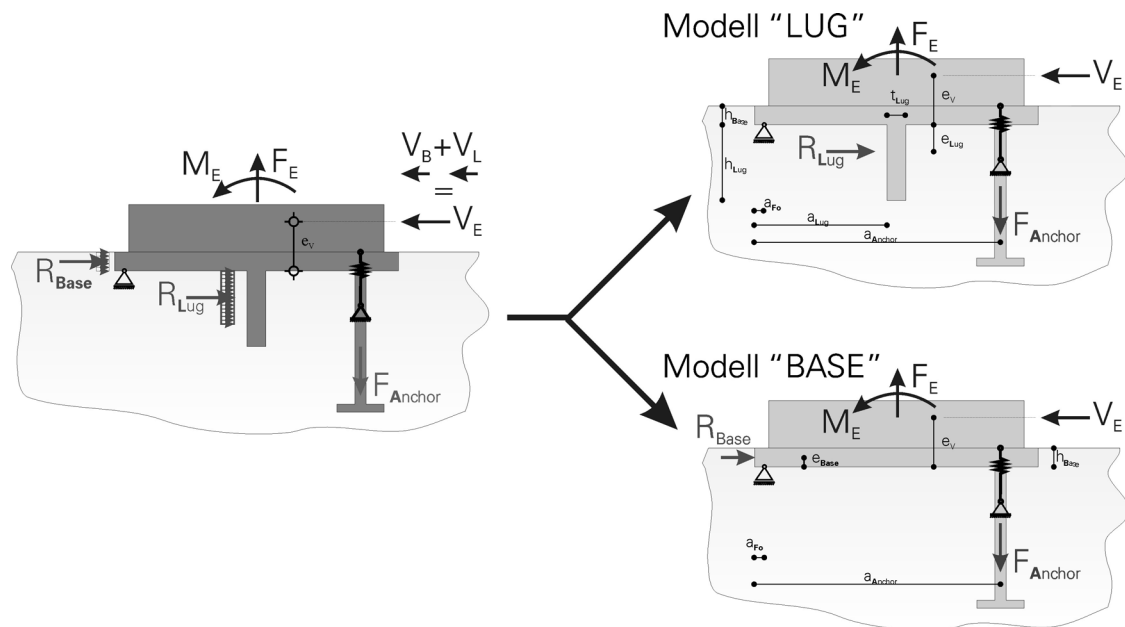


Bild 103: Aufspalten der Lastabtragung

Fig. 103: Splitting of the load carrying behaviour into the models LUG and BASE

In Bild 103 wird die Berechnung für Einbauteile, wie sie im Versuchsprogramm eingesetzt wurden, gezeigt. Dieser Regelfall setzt voraus, dass eine Lastabtragung nach Modell LUG und eine nach Modell BASE ausgebildet werden kann. Die Formeln gelten bezüglich der Abmessungen und Verhältnisse für die angegebene Geometrie. Eine Erweiterung auf andere Geometrien ist jederzeit möglich, die entsprechenden Gleichgewichtsbedingungen müssen lediglich angepasst werden. So ist es möglich, mit diesem Verfahren auch Einbauteile mit 2 oder mehr Schubdübeln hintereinander zu untersuchen, sofern diese einen ausreichenden Abstand in Lastrichtung haben.

Für die beiden Grundsysteme wird dann die übertragbare Beanspruchung iterativ ermittelt. Das Vorgehen ist für beide Systeme prinzipiell identisch. Lediglich die Formelapparate sind unterschiedlich ausgebildet. Das allgemeine Schema ist in Bild 104 dargestellt.

Ausgehend von der Geometrie und den Steifigkeiten werden Grundwerte der übertragbaren Beanspruchung vor dem Dübel bzw. vor der Grundplatte errechnet. Diese Grundwerte gelten für das unverformte System und werden mit einem hochgestellten „\*“ gekennzeichnet. Grundwerte werden für die übertragbaren Kräfte, und für

deren Lage und Wirkungsbereich angegeben. Weiterhin wird ein Grundwert der Verformung als Verschiebung in Lastrichtung  $V_E$  ermittelt, der als Rechenwert gilt und nicht die tatsächliche Verschiebung widerspiegelt.

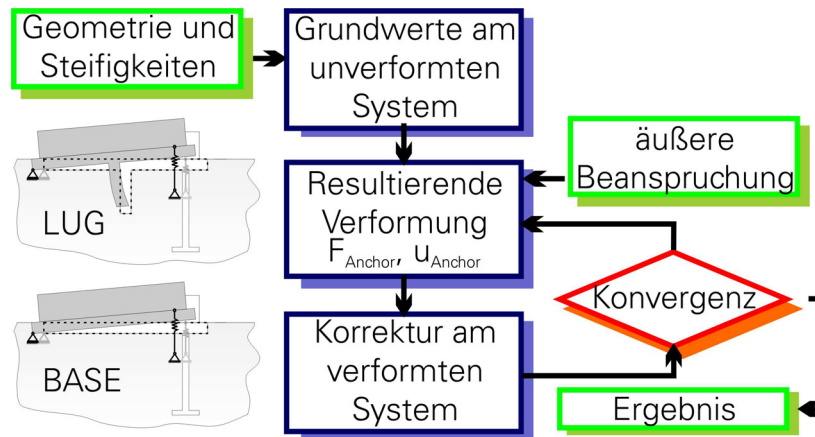


Bild 104: Ablaufdiagramm – Berechnung der Einzelmodelle

Fig. 104: Storyboard – calculation schema of part models

Sind die Grundwerte ermittelt, kann unter Einbeziehung der äußeren Beanspruchung das Gleichgewicht aufgestellt, und die Verformungen am Einbauteil bestimmt werden. Mit diesen Verformungen werden dann die Grundwerte der übertragbaren Beanspruchung korrigiert und das Verfahren wiederholt, bis Konvergenz eintritt. Im Allgemeinen tritt hierbei sehr rasch eine Konvergenz auf, so dass für eine allgemeine Berechnung oft schon ein Iterationsschritt ausreichend ist.

In den Abschnitten 7.5 und 7.6 wird diese Berechnung mit den notwendigen Formeln vorgeführt.

## 7.5 MODELL LUG

Berechnet wird die Lastübertragung vor dem Dübel, also grob ausgedrückt, vor dem gedeckelten Bereich vor dem Dübel. Eine genaue Definition dieses Bereiches findet sich oben. Die hier formelmäßig gezeigte Berechnung folgt dem Ablaufdiagramm Bild 104.

### 7.5.1 GRUNDWERTE AM MODELL LUG

Als Grundwerte werden angegeben:

- die Last vor dem Dübel  $R_{Lug}^*$
- die belastete Dübeleinbindetiefe  $h_{Lug}^*$
- der Schwerpunkt  $e_{Lug}^*$  der Last vor dem Dübel
- der Grundwert der Längsverschiebung  $v_{Lug}^*$

Die Lage und Definition der Grundwerte kann dem Bild 105 für die Kraftgrößen und deren Lage und dem Bild 106 für die Verschiebungen entnommen werden.

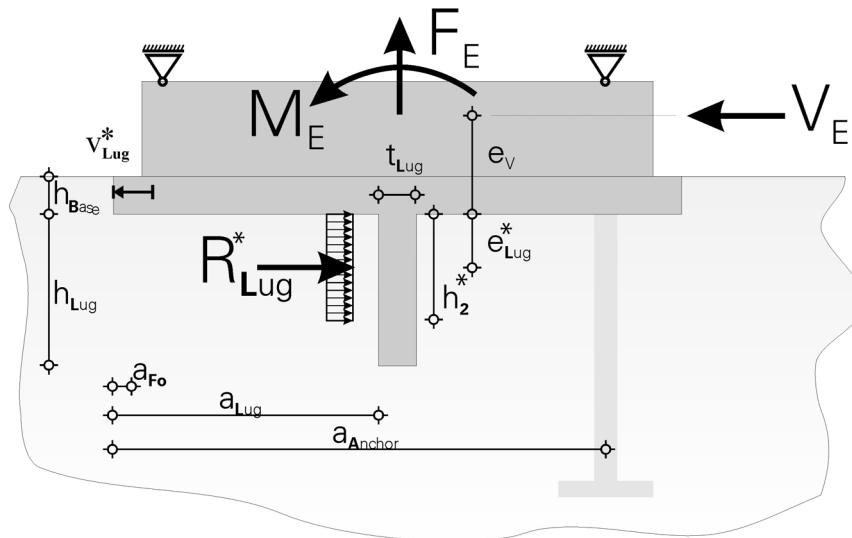


Bild 105: Grundwerte der Lastübertragung vor dem Dübel

Fig. 105: Basic values at the system LUG

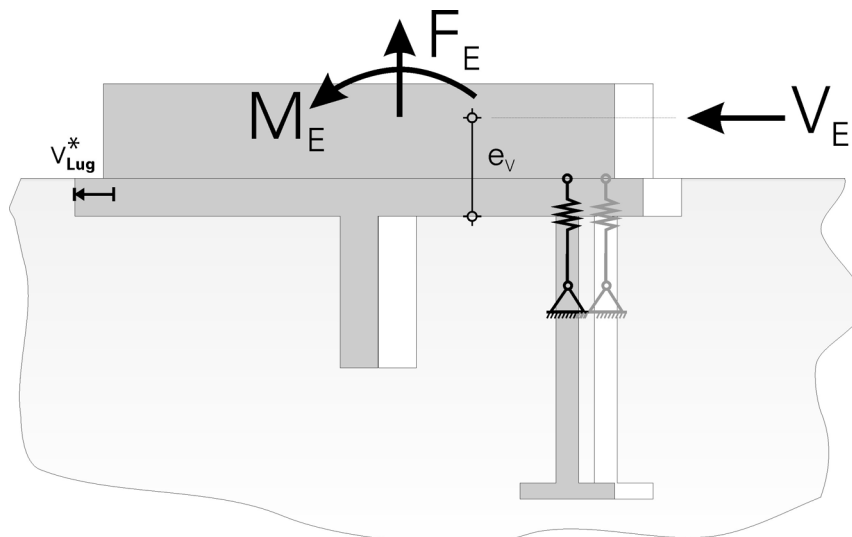


Bild 106: Grundwert der Längsverschiebung im Modell LUG

Fig. 106: Basic values of shifts at the system LUG



Der Grundwert der vor dem Dübel übertragbaren Last  $R_{Lug}^*$  wirkt über die Dübel-einbindetiefe  $h_{Lug}^*$ . Der Schwerpunkt von  $R_{Lug}^*$  liegt hierbei bei  $e_{Lug}^*$ . Für die Berechnung der Verformungen am Dübel wird diese Last  $R_{Lug}^*$  als Rechtecklast angesetzt. Diese wirkt dann entsprechend über die Einbindetiefe  $h_{Lug}^*$ .

$$R_{Lug}^* = \alpha_{3D}^2 \cdot 1,146 \cdot b_{Lug} \cdot (h_{Lug} + 4,2) \cdot f_c \leq R_{L,max}$$

$$R_{Lug,max} = \alpha_{3D}^2 \cdot 1,070 \cdot b_{Lug} \cdot f_c^{0,75} \cdot (EI'_{Lug})^{0,25} \quad (7.1)$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$

$$I'_{Lug} = I_{Lug} / b_{Lug} = t_{Lug}^3 / 12$$

$$h_{Lug}^* = 0,934 \cdot \sqrt[4]{\frac{EI'_{Lug}}{f_c}} - 4,2 \leq h_{Lug} \quad (7.2)$$

Der Grundwert für  $e_{Lug}^*$  kann in vier Varianten bestimmt werden, näheres hierzu siehe im Anhang.

- Empirische Lösung mittels Regression
- Ansatz einer Parabel-/Rechteckfunktion mit konstantem Wert für die Einbindetiefen  
 $h_{Lug} > 2 h_{Lug}^*$
- Ansatz einer überhöhten Parabel, um das Maximum in  $e_{Lug}$  bei zirka  $2 h_{Lug}^*$  in den Berechnungen mit 20 mm und 40 mm starken Dübeln abzubilden.
- Angesetzt wird das Minimum aus den ersten 3 Ansätzen

Eine eindeutig zu bevorzugende Variante soll nicht festgelegt werden, jedoch wird hier der Ansatz nach der zweiten Variante,  $e_{Lug,2}^*$  favorisiert. Bei der Nachrechnung der Versuche werden die einzelnen Varianten hinsichtlich Ihrer Gesamtwirkung verglichen. Dabei kann gezeigt werden, dass die Variante 2 einfach zu handhaben ist, und in etwa die gleiche Genauigkeit erreicht wie die anderen Lösungen. Also wird dieser Variante der Vorzug gegeben, auch wenn die Varianten 1 oder 4 für die Ermittlung der Traglasten leichte Vorteile aufweisen können. Variante 2 nach Gleichung (7.3) weist die größere Universalität auf.

$$\begin{aligned}
 e_{Lug,2} &= h_{Lug}^* \cdot (0,7 \cdot t_{Lug} + 14) \cdot \frac{1}{100} \\
 e_{Lug,2}^* &= e_{Lug,2} \quad \text{für } 2 \cdot h_{Lug}^* \leq h_{Lug} \\
 e_{Lug,2}^* &= e_{Lug,2} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{h_{Lug}}{2 \cdot h_{Lug}^*} \right)^2 \right] \quad \text{für } 0 \leq h_{Lug} \leq 2 \cdot h_{Lug}^*
 \end{aligned} \tag{7.3}$$

$$h_2^* = 2 \cdot e_{Lug,2}^* \tag{7.4}$$

Der Grundwert der Längsverschiebung  $v_{Lug}^*$  stellt einen Rechenwert dar, der nicht der real zu erwartenden Verschiebung entspricht. Die real zu erwartende Verschiebung wird im Abschnitt 7.7 „Kombination der Modelle“ abgeschätzt. Aber auch hier kann nur eine Verschiebung im unmittelbaren Einleitungsbereich der Befestigung, also die Relativverschiebung des Einbauteiles zum umgebenden Beton, betrachtet werden. Die Gesamtverschiebung wird maßgebend durch die angrenzenden Bauteile bestimmt.

Der Grundwert der Längsverschiebung  $v_{Lug}^*$  kann in Abhängigkeit von der einaxialen Festigkeit oder des E-Modules angegeben werden. Beide Lösungen sind identisch, solange der reale E-Modul sich so zur einaxialen Festigkeit verhält, wie in DIN 1045-1 festgelegt. Für entsprechend „weichere“ Betone sollte immer der reale E-Modul eingesetzt werden. Zu beachten ist, dass ein kleinerer Wert für  $v_L^*$  zu einem früheren hinteren Anliegen des biegeverformten Dübels führt.

$$\begin{aligned}
 v_L^* &= a_i \cdot (h_L + c) \leq v_{L,max} \\
 a_i &= 0,7532 \cdot 10^{-3} \cdot f_c^{2/3} \cdot 0,99^{t_L} \\
 \text{oder} \\
 \text{mit: } a_2 &= 7,3637 \cdot 10^{-12} \cdot E_c^2 \cdot 0,99^{t_L} \\
 c &= 0,215 \cdot t_L \\
 v_{L,max} &= 0,07338 \cdot f_c^{0,29} \cdot t_L^{0,21}
 \end{aligned} \tag{7.5}$$

Mit den Grundwerten lässt sich dann das Gleichgewicht am unverformten System aufstellen, und die Ankerkraft  $F_A$  kann bestimmt werden. Um die Iteration zu beschleunigen, ist es ratsam, hier bereits die Komponenten Reibung und äußere Beanspruchung zu berücksichtigen.

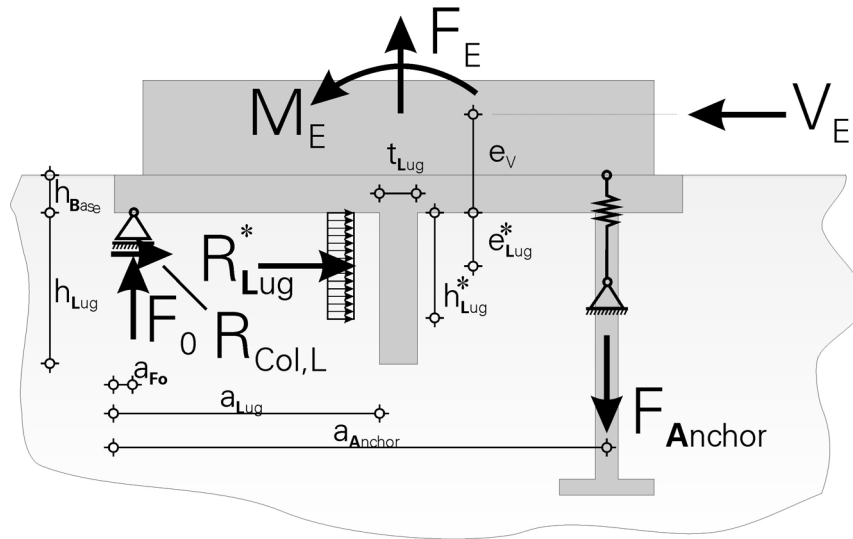


Bild 107: Kräftegleichgewicht am unverformten System, Modell LUG

Fig. 107: Force balance at the undeformed system, model LUG

$$F_A = \frac{V_E \cdot e_V + F_E \cdot a_{F_E} + M_E + R_L^* \cdot e_L^*}{a_{Anker}} \quad (7.6)$$

mit:

$$a_{F_E} = a_l = \left( a_L + \frac{t_L}{2} \right)$$

$$a_{F_0} = 0$$

$$V_E = R_{Lug}^* + R_{col}$$

$$R_{Col,L} = \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot F_0$$

$$F_0 = F_A - F_E$$

### 7.5.2 KORREKTUR AM VERFORMTEN MODELL LUG

Mit den oben errechneten Grundwerten kann ein erstes Mal die Beanspruchung aller Teile des Einbauteils ermittelt werden. Hauptsächlich lässt sich hieraus die Ankerzugkraft  $F_A$  bestimmen. Mit der Ankerbeanspruchung  $F_A$  ist dann auch die globale Verdrehung des Einbauteiles bekannt, da im Allgemeinen davon ausgegangen werden kann, dass die Grundplatte biegesteif ist. Jedenfalls können die zur Aufnahme der äußeren Beanspruchung notwendigen Konstruktionen zur ausreichenden Aussteifung der Grundplatte herangezogen werden. Ist die Grundplatte nicht genügend biegesteif, so muss die Verbiegung der Grundplatte als jeweils zusätzlicher Drehwinkel bei der Berechnung angesetzt werden. Dies betrifft die vom Drehwinkel abhängigen Korrekturen der Kräfte am Dübel und eventuell die Lage der Kraft  $F_0$ .

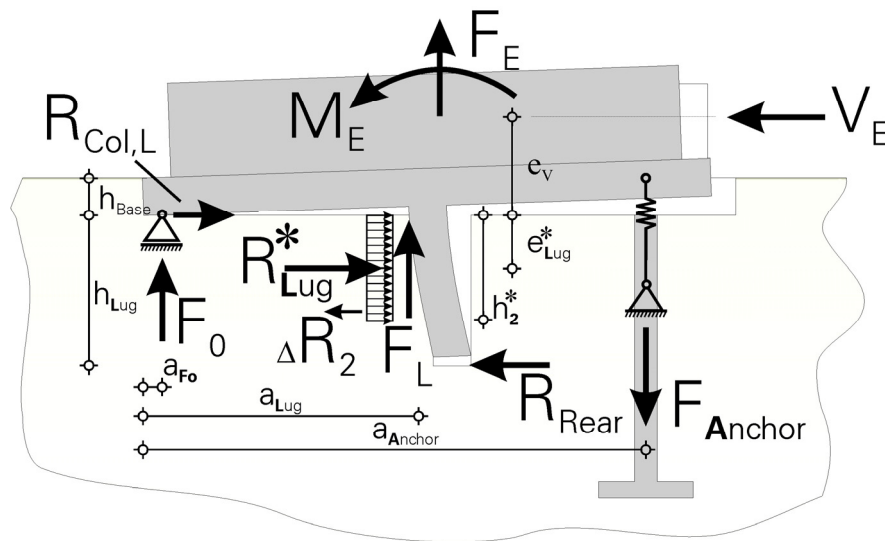


Bild 108: Kräfte und Bezeichnungen am verformten Modell LUG

Fig. 108: Force balance at the deformed system, model LUG

Am verformten Modell LUG nach Bild 108 wird dann die Kraft vor dem Dübel  $R_{Lug}^*$  korrigiert. Hierzu wird die Kraft  $R_{Lug}^*$  konstant gehalten und um die Komponenten  $\Delta R_2$  und  $R_{Rear}$  ergänzt. Weiterhin wird eine Querdruckkraft  $F_{Lug}$  vor dem Dübel eingeführt. Alle diese Komponenten sind von den Verformungen am Anker, also der Verdrehung im Einbauteil und den Dübelverformungen, abhängig.

Es ist in der Berechnung transparenter, die Kraft  $R_{Lug}^*$  mit ihrem Schwerpunkt  $e_{Lug}^*$  konstant zu halten und zur Korrektur die Komponenten  $\Delta R_2$  und  $R_{Rear}$  mit eigenem Schwerpunkt anzusetzen, als eine neue Kraft  $R_{Lug}$  mit Schwerpunkt  $e_{Lug}$  einzuführen, die dann alle oben genannten Komponenten enthält.

Die Querdruckkraft  $F_L$  vor dem Dübel wird ebenso in Abhängigkeit von der Einbauteilverdrehung/Verformung bestimmt. Ergänzend wird die mittels Reibung übertragene Last bestimmt.

Mit diesen ermittelten Beanspruchungen und Lasten nach Bild 108 kann eine neue Ankerzugkraft  $F_A$  bestimmt werden und der Iterationsvorgang erneut gestartet werden.

Geometrische Effekte nach Theorie zweiter Ordnung müssen hierbei nicht berücksichtigt werden, da sie im Allgemeinen eine untergeordnete Rolle in der Genauigkeit spielen.

$$F_A = \frac{V_E \cdot e_V + F_E \cdot (a_{F_E} - a_{R_0}) + M_E + R_L \cdot e_L + F_L \cdot (a_L - a_{R_0})}{a_{Anker} - a_{R_0}} \quad (7.7)$$

mit:

$$a_{F_E} = a_l = \left( a_L + \frac{t_L}{2} \right)$$

$$R_{Lug} \cdot e_{Lug} = R_{Lug}^* \cdot e_{Lug}^* - \Delta R_2 \cdot e_{\Delta R_2} - R_{Rear} \cdot e_{R_R}$$

$$V_E = R_{Lug}^* - \Delta R_2 - R_{Rear} + R_{col}$$

$$F_0 = F_A - F_E - F_L$$

$$F_L = f_{(u_{Lug})}$$

$$\Delta R_2 = f_{(v_{1,Lug}; v_{2,Lug}; v_{3,Lug})}$$

$$R_{Rear} = f_{(v_{3,Lug})}$$

$$R_{col,L} = \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot F_0$$

Einige der oben aufgeführten Größen können nur am verformten System ermittelt werden. Dies betrifft die verformungsabhängigen Größen der vor dem Dübel übertragenen und entstehenden Lasten bzw. deren Schwerpunkt. Als Eingangswerte dienen die im Iterationsschritt ermittelten Größen. Angefangen wird die Iteration mit den Grundwerten.

### 7.5.3 ANKERVERFORMUNG

Neben der Dübelbiegung ist die Ankerverformung maßgebender Bestandteil der Verformungsberechnung und damit der Korrektur der Lasten. Im konkreten Fall soll neben der Ankerdehnsteifigkeit auch noch eine Kopfverschiebung berücksichtigt werden. Für die Versuchsverhältnisse und übliche Kopfbolzendübel erscheint hier ein Wert von 0,2 mm angebracht. Dieser Wert berücksichtigt, dass direkt über dem Bolzenkopf extrem große Druckbeanspruchungen entstehen und somit dieser Betonbereich auch extrem zusammengedrückt wird. Näheres hierzu findet sich in der Literatur. Mit diesen Angaben kann dann die Anhebung des Einbauteiles über dem Ankerbolzen bestimmt werden. Eine Einsenkung im Bereich der Kontaktkraft  $F_0$  muss im Allgemeinen nicht berücksichtigt werden.

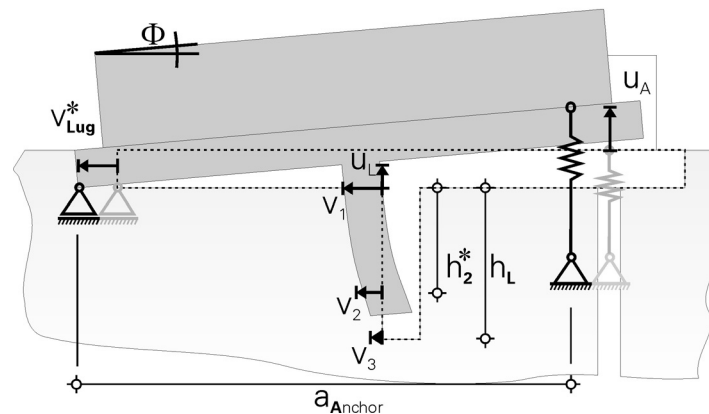


Bild 109: Verformungen, Wege und Verdrehungen am verformten Modell LUG

Fig. 109: Deformations, shifts and rotations at the deformed model LUG

Mit der Anhebung über dem Zuganker kann dann die Verdrehung im Einbauteil ermittelt werden:

$$u_A = F_A \cdot D + \Delta l_{Kopf} \quad (7.8)$$

mit:

$$D = \frac{L_{Anchor}}{E_A \cdot A_A} \text{ [mm/N] Ankersteifigkeit}$$

$$\Delta l_{Kopf} = 0,2 \text{ mm}$$

$$\tan \Phi = \frac{u_A}{a_A}$$

$$u_L = u_A \cdot \frac{a_L}{a_A} = a_L \cdot \tan \Phi \quad (7.9)$$

#### 7.5.4 QUERDRUCKKRAFT VOR DEM DÜBEL

Ist die Anhebung  $u_L$  über dem Dübel bekannt, kann die Querdruckkraft vor dem Dübel bestimmt werden. Je nach Größe der Verschiebung variiert die Querdruckkraft  $F_L$  und wird für große Werte  $u_L$  sogar Null. Die prinzipielle Problematik der Querdruckkraft wurde schon in Bild 102 dargestellt.

$$F_L = R_L \cdot (1 - \alpha_1) \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (7.10)$$

mit:

$\mu$  : Querdehnzahl

$\alpha_1$  : siehe unten

$R_L$  : siehe unten

Der Faktor  $\alpha_1$  beinhaltet das Verhältnis der Anhebung über dem Dübel –  $u_L$  – zu der auftretenden Querdehnung des Betonkörpers vor dem Dübel, bei der Annahme einer freien Betonoberfläche. Es wird also ausgerechnet, ob unter den gegebenen Verhältnissen noch eine Querdehnungsbehinderung auftritt. Man kann an dieser Stelle darüber nachdenken, den Wert  $R_{Lug}$  durch den Wert  $R_{Base}$  (aus dem Modell BASE) zu ersetzen, wenn gilt  $\alpha_1 > 1$ , also keine Querdehnungsbehinderung auftritt, und quasi eine freie Oberfläche vorliegt.

$$\alpha_1 = \frac{u_L}{u_{\varepsilon,z}} \quad \text{mit} \quad 0 \leq \alpha \leq 1 \quad (7.11)$$

mit:

$$u_{\varepsilon,z} = \frac{\sigma_x}{E_c} \cdot \mu \cdot (1 + \mu) \cdot h_2 \quad \text{mit} \quad \sigma_x = \frac{R_L}{b_L \cdot h_2} \quad \text{und} \quad h_2 = 2 \cdot e_L$$

$$u_{\varepsilon,z} = \frac{R_L \cdot h_2}{b_L \cdot h_2 \cdot E_c} \cdot \mu \cdot (1 + \mu) = \frac{R_L}{b_L \cdot E_c} \cdot \mu \cdot (1 + \mu)$$

$h_2$  entfällt somit

$$R_{Lug} = R_{Lug}^* - \Delta R_2 - R_{Rear} \quad (7.12)$$

### 7.5.5 KORREKTUR AM DÜBEL

Zur Verbesserung der Kraftgrößen am Dübel wird die Verformung berücksichtigt. Die Verformungen im Dübel setzen sich hierbei aus 3 Anteilen zusammen:

$$V_{Lug} = V_{Bending} + V_{Shear} + V_{Rotation} \quad (7.13)$$

Die Schubverformungsanteile können im Allgemeinen ohne nennenswerten Verlust an Genauigkeit vernachlässigt werden. Rotation entsteht infolge der Einbauteilverdrehung und einer eventuell vorhandenen Einbauteilverbiegung im Dübelwurzelbereich, siehe oben.

In Bild 108 und Bild 109 waren die Kräfte und Verformungen am Dübel dargestellt. Betrachtet werden am Dübel die Punkte 1, 2 und 3 mit den zugehörigen Verschiebungen  $v_1$ ,  $v_2$  und  $v_3$ . Punkt 1 bezeichnet die Wurzel des Dübels, hier ist noch keine Dübelverformung wirksam, und somit ist die horizontale Verschiebung hier identisch mit der Verschiebung am Einbauteil. Der Punkt 2 liegt dann bei der Einbindetiefe  $h_2^*$ ,

und repräsentiert die untere Grenze der als Gleichstreckenlast angenommenen Lastübertragung vor dem Dübel  $R_L^*$ . Punkt 3 liegt dann am freien Dübelende. Für eine Rechteckbelastung  $R_L^*$  können die Verformungen wie folgt bestimmt werden.

Die Verschiebung im Punkt 3 darf hierbei nicht negativ werden, da sonst der Dübel in das rückwärtige Material eindringen müsste. Daher wird in diesem Fall eine Kraft  $R_{Rear}$  eingeführt und aktiviert, die die Dübelverschiebung im Punkt 3 auf Null reduziert. Der Dübel kann sich also maximal an die hintere Dübelwand anlehnen und erzeugt dann eine entsprechende Reaktionskraft. Die rückwärtige Kontaktkraft kann also leicht aus der Verschiebung im Punkt 3 ermittelt werden. Errechnet sich aus den vorderseitigen Dübelbeanspruchungen ein negativer Wert für  $v_3$  so wird ein entsprechendes  $R_{Rear}$  aktiviert um diesen Wert auf Null zu reduzieren. Es ist daher ratsam erst die Verschiebung  $v_3$  und ein eventuelles  $R_{Rear}$  zu berechnen und dann erst die Verschiebung  $v_2$  in Angriff zu nehmen.

$$v_1 = v_L^* \quad (7.14)$$

$$v_2 = v_L^* - h_2^* \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2}}{8 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) + R_R \left( \frac{h_L^{*2} (3 \cdot h_L - h_2^*)}{6 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{GA_L} \right) \quad (7.15)$$

$$v_3 = v_L^* - h_L \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2} (h_L - h_2^*)}{24 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) + R_R \left( \frac{h_L^3}{3 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_L}{G \cdot A_L} \right) \quad (7.16)$$

$$v_3 \geq 0$$

mit:  $v_L$ : Verschiebung am Dübel, näherungsweise ist die Verschiebung horizontal am gesamten Einbauteil gleich anzusetzen  
 $v_1$ : Verschiebung am Dübelfuß  
 $v_2$ : Verschiebung am Dübel mit Einbindetiefe  $h_2^*$   
 $v_3$ : Verschiebung am Dübelkopf, tiefste Stelle

$$\text{für: } v_3 \geq 0 \text{ gilt: } R_{Rear} = 0 \quad (7.17)$$

$$v_3 < 0 \text{ gilt: } R_{Rear} = -v_3 \cdot \left( \frac{3 \cdot EI_L}{h_L^3} + \frac{GA_L}{1,2 \cdot h_L} \right)$$



### 7.5.6 KORREKTUR DER DÜBELLAST $\Delta R_2$

Neben der Kontaktkraft  $R_{Rear}$ , die aus der Durchbiegung am unteren Dübelende resultieren kann, muss die vor dem Dübel übertragene Last  $R_L^*$  noch um den Lastanteil  $\Delta R_2$  korrigiert werden. In Bild 108 und Bild 109 ist dargestellt, wie sich der Dübel durchbiegt. Deutlich zu erkennen ist, dass hierbei der Beton vor dem Punkt 1 erheblich mehr gestaucht wird als vor dem Punkt 2, daher sollte die vom Dübel übertragene Last nicht konstant über die Höhe des Dübels angesetzt werden. Analog der Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton wird somit eine Stauchungs-Last- oder Verschiebungs-Last Beziehung aufgestellt.

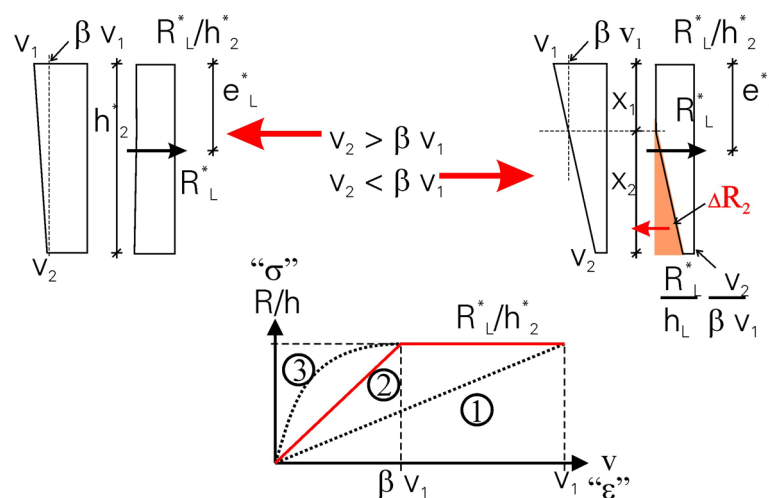


Bild 110: Reduktion der Last vor dem Dübel –  $\Delta R_2$

Fig. 110: Reduction of the force in front of the lug –  $\Delta R_2$

In Bild 110 sind drei mögliche Verläufe für diese Beziehung dargestellt. Einfach zu handhaben und genau genug ist die Linie 2, die hier weiter betrachtet werden soll. Bezieht man die übertragene Last  $R_L^*$  auf die wirksame Höhe  $h_2^*$ , so kann diese Last solange konstant gehalten werden, wie die aktuelle Verschiebung auf dieser Höhe den Wert  $\beta \cdot v_1$  nicht unterschreitet. Wird der Wert der aktuellen Verschiebung unterschritten, so wird die übertragbare Last je Höheneinheit linear reduziert.

Rechentechnisch einfacher ist es, diesen ausfallenden Kraftanteil von der Grundlast abzuziehen und nicht eine neue Gesamtkraft mit geändertem Schwerpunkt zu errechnen. Wollte man dieses tun, so bietet es sich auch an, die Parabel-Rechteck-Linie (3) zu verwenden und sich ein Völligkeitsdiagramm analog der Biegebemessung im Stahlbetonbau aufzustellen.

Für die bilineare Beziehung nach Linie (2) kann  $\Delta R_2$  wie folgt errechnet werden. Für den Faktor  $\beta$  wird ein Wert von 0,8 vorgeschlagen.

$$\Delta R_2 = \frac{R_L^*}{h_2^*} \cdot \left( 1 - \frac{v_2}{\beta \cdot v_1} \right) \cdot \frac{x_2}{2} \quad \text{für } 0 \leq v_2 \leq \beta \cdot v_1 \quad (7.18)$$

$$\Delta R_2 \geq 0$$

mit:

$$x_1 = \frac{v_1 \cdot (1 - \beta)}{(v_1 - v_2)} \cdot h_2^*$$

$$x_2 = h_2^* - x_1$$

$$e_{\Delta R_2} = x_1 + \frac{2}{3} \cdot x_2$$

$$\beta = 0,8$$

Erfolgt die Berechnung der Dübelverschiebungen nach dem oben gezeigten Vorschlag, so können die Verschiebungen nach den Formeln aus Bild 111 berechnet werden.

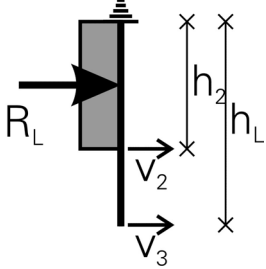
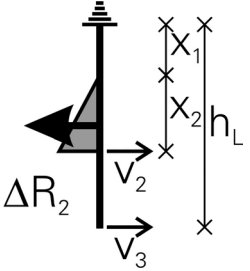
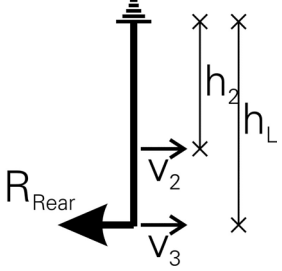
|   |   |        |
|---|---|--------|
| <p>Rechteckbeanspruchung</p> <p><math>R_L</math></p>         | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug}}{8} \cdot h_2^2$ $v_3 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug}}{24} \cdot h_2^2 \cdot (h_L - h_2)$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug} \cdot h_2}{2}$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \frac{R_{Lug} \cdot h_2}{2}$  | (7.19) |
| <p>Dreieckbeanspruchung</p> <p><math>\Delta R_2</math></p>  | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{\Delta R_2}{90EI_{Lug}} \cdot (30 \cdot h_2^3 - 15 \cdot h_2^2 \cdot x_2 + x_2^3)$ $v_3 = \frac{\Delta R_2}{180EI_L} \left( \begin{aligned} &h_L (90h_2^2 - 60h_2x_2 + 15x_2^2) \\ &+ h_2 (15x_2^2 - 30x_2h_2 + 30h_2^2) \\ &- 2x_2^3 \end{aligned} \right)$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \Delta R_2 \cdot x_2 \cdot \left( \frac{x_1}{2} + \frac{x_2}{3} \right)$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot \Delta R_2 \cdot x_2 \cdot \left( \frac{x_1}{2} + \frac{x_2}{3} \right)$ | (7.20) |
| <p>Einzellast <math>R_R</math></p>                         | <p>Verformung infolge Biegung / Schub</p> $v_2 = \frac{R_R}{6EI_{Lug}} \cdot h_2^2 \cdot (3h_L - h_2)$ $v_3 = \frac{1}{EI_{Lug}} \cdot \frac{R_R}{3} \cdot h_L^3$ $v_2 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot R_R \cdot h_2$ $v_3 = \frac{1,2}{GA_{Lug}} \cdot R_R \cdot h_{Lug}$   | (7.21) |

Bild 111: Berechnung der Verformungen am Dübel – System Kragarm

Fig. 111: List of the deformations at the lug – cantilever arm

### 7.5.7 KONTAKTKRAFT $F_0$

Die Kontaktkraft  $F_0$  wird aus dem vertikalen Gleichgewicht berechnet, siehe oben. Da auch hier eine reale Kraft übertragen wird, sollte ihr ein realer Schwerpunkt zugeordnet werden. Dieser Schwerpunkt stellt den gedachten Drehpunkt für das Einbauteil dar. Da dieser im Allgemeinen nicht mit der Vorderkante der Grundplatte zusammenfällt, reduziert er den wirksamen Hebelarm der Ankerkraft  $F_A$  und sollte schon deshalb berücksichtigt werden.

Als Wert  $a_{F_0}$  wird der Schwerpunkt einer Dreiecksbeanspruchung mit  $f_c$  ermittelt. Dieser Wert wird allerdings noch für größere Verdrehungen variiert. Als Bestimmungsmaß für  $n_2$  wird die Querdehnungsbehinderung vor dem Dübel herangezogen. Im Abschnitt Modell BASE wird ein entsprechender Ansatz über den Grenzdrehwinkel definiert. Beide Ansätze sind gleichwertig einsetzbar.

$$a_{F_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_0}{n_1 \cdot f_c \cdot b_{Base}} \cdot n_2 \quad (7.22)$$

mit:

$$n_1 = 1,0$$

$$n_2 = a_1 - \left(1 - \frac{u_{Lug}}{u_{\epsilon,z}^*} \cdot a_2\right) = a_1 - (1 - \alpha) \cdot a_2 \quad \text{mit} \quad \frac{1}{3} \leq n_2 \leq 2$$

$$a_1 = 2$$

$$a_2 = \frac{5}{3}$$

$$n_1 = 1,0$$

$$n_2 = a_1 - (1 - \alpha) \cdot a_2 \quad \text{mit} \quad \frac{1}{3} \leq n_2 \leq 2$$

### 7.5.8 GLEICHGEWICHT

Mit den neu berechneten Werten für  $F_L$ ,  $\Delta R_2$  und  $R_R$  kann ein neues verbessertes  $F_A$  – nach Bild 108 – berechnet werden und der Iterationsvorgang kann wiederholt werden. Der Ansatz von  $\Delta R_2$  und  $R_R$  zusammen mit  $R_{Lug}^*$  entspricht einem verbesserten Wert für  $R_L$  und  $e_L$ , der mit anderen Methoden auch direkt berechnet werden könnte.

$$F_A = \frac{V_E \cdot e_v + F_E \cdot a_{F_E} + M_E}{(a_A - a_{F_0})} + \frac{[R_L^* \cdot e_L^* - \Delta R_2 \cdot e_{\Delta R_2} - R_{Rear} \cdot h_L] + F_L \cdot (a_L - a_{F_0})}{(a_A - a_{F_0})} \quad (7.23)$$

$$a_{F_E} = \left( a_L + \frac{t_L}{2} \right)$$

Es zeigt sich, dass das Verfahren recht rasch konvergiert, im Allgemeinen reichen 1 bis 2 Iterationen, nach 5 Iterationen ist kaum noch eine Veränderung im Ergebnis festzustellen.

## 7.6 MODELL BASE

Berechnet wird die Lastübertragung vor der Grundplatte. Hier hat der beanspruchte Beton eine freie Oberfläche nach oben, womit die Dehnungsbehinderung hier zu null gesetzt werden kann. Für die Grundplatte selber ist auch keine Verbiegung infolge Beanspruchung anzusetzen, im Gegensatz zum Dübel, der als biegebeanspruchter Kragarm durchaus erhebliche Biegeverformungen aufweisen kann. Beides zusammen begründet, dass für diese Lastübertragung ein anderes Modell gewählt werden soll.

### 7.6.1 GRUNDWERTE AM MODELL BASE

Als Grundwerte werden angegeben:

- die Last vor der Grundplatte  $R_{Base}^*$  bzw.  $\sigma_{Base}^*$
- der Schwerpunkt  $e_{Base}^*$  der Last vor der Grundplatte
- der Grundwert der Längsverschiebung  $v_{Base}^*$

Die Lage und Definition der Grundwerte kann Bild 105 und Bild 106 entnommen werden.

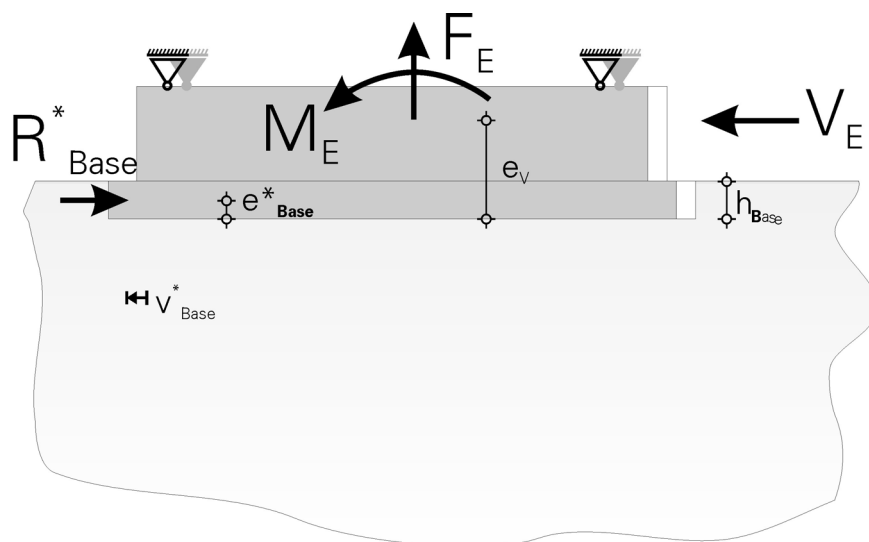


Bild 112: Grundwerte der Lastübertragung vor der Grundplatte

Fig. 112: Basic values at the system BASE

Der Grundwert der vor der Grundplatte übertragbaren Last  $R_{Base}^*$  wirkt über die gesamte Grundplattenhöhe  $h_{Base}$ . Der Schwerpunkt von  $R_{Base}^*$  liegt hierbei bei  $e_{Base}^*$ .

$$\begin{aligned}
 R_{Base}^* &= \alpha_{3D} \cdot \sigma_{Base}^* \cdot A_{Base} \\
 \sigma_{Base}^* &= a_{IB} + \frac{b_{IB}}{h_{Base}}
 \end{aligned}
 \tag{7.24}$$

mit:

$$\begin{aligned}
 a_{2B} &= \frac{255 \cdot f_C}{234 + f_C} \\
 b_{2B} &= 4,0 \cdot f_C - 3,2 \\
 \alpha_{3D} &= 2,1 \\
 R_{Base}^* &= \alpha_{3D} \cdot \left( \frac{255 \cdot f_C}{234 + f_C} + \frac{4,0 \cdot f_C - 3,2}{h_{Base}} \right) \cdot A_{Base}
 \end{aligned}$$

Analog ermittelt sich der Grundwert für  $e_{Base}^*$  für eine Rechteckbeanspruchung:

$$e_B^* = \frac{h_{Base}}{2} \tag{7.25}$$

Der Grundwert der Längsverschiebung  $v_{Base}^*$  stellt wiederum einen Rechenwert dar, der nicht der real zu erwartenden Verschiebung entspricht. Die real zu erwartende Verschiebung wird im Abschnitt 7.7 „Kombination der Modelle“ abgeschätzt.

$$\begin{aligned}
 v_{Base}^* &= a \cdot \ln(h_{Base}) - 0,135 \\
 \text{mit:} \\
 a &= \frac{0,86 \cdot f_C + 73}{1000}
 \end{aligned}
 \tag{7.26}$$

Mit diesen Grundwerten kann die Ankerkraft am unverformten System nach Bild 113 bestimmt werden, siehe Gleichung (7.27).

$$\begin{aligned}
 F_{Anchor, R_{Base}^*} &= \frac{V_E \cdot e_V + F_E \cdot a_{F_E} + M_E - R_{Base}^* \cdot e_{Base}^*}{a_{Anchor} - a_{F_0}} \\
 \text{mit:} \\
 V_E &= R_{Base}^* + R_{Col, Base} \\
 R_{Col, Base} &= \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot F_0 \\
 F_0 &= F_A - F_E
 \end{aligned}
 \tag{7.27}$$

Da die Kraft  $F_0$  von der Ankerkraft abhängig ist und diese wiederum über die Reibung von  $F_0$  abhängt, muss das System im ersten Schritt vereinfacht werden.

$$a_{F_0} = 0$$

$$R_{Col,Base} = 0$$

(7.28)

$$F_{Anchor, R_{Base}^*} = \frac{R_{Base}^* \cdot (e_V - e_{Base}^*) + F_E \cdot a_{F_E} + M_E}{a_{Anchor}}$$

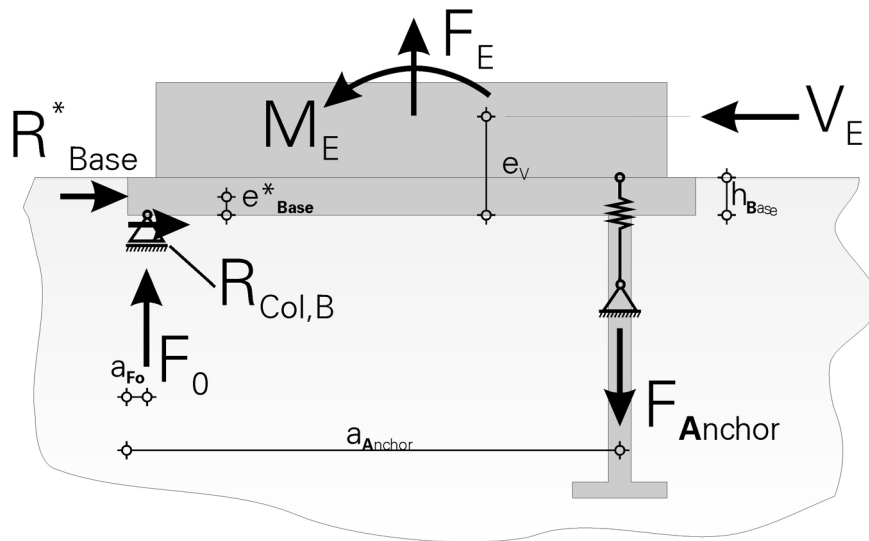


Bild 113: Gleichgewicht am unverformten System BASE

Fig. 113: Force balance at the undeformed system, model BASE

Um die Iteration dann zu beschleunigen, ist es aber angebracht, hier bereits die Ankerkraft um die Anteile aus dem Reibungsanteil der Lastübertragung zu ergänzen, siehe Gleichung (7.29). Auf der sicheren Seite liegend kann  $a_{F_0}$  noch vernachlässigt werden, siehe unten. Mit diesem Ansatz lassen sich dann schon deutlich bessere Verformungswerte für das Modell BASE bestimmen und die Iteration entsprechend beschleunigen.

$$F_0 = F_{Anchor} - F_E$$

$$R_{Col,B} = \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot F_0$$

$$V_E = R_{Base}^* + R_{Col,Base}$$

(7.29)

$$F_{Anchor} = \frac{V_E \cdot e_V - R_{Base}^* \cdot e_B^* + F_E \cdot a_{F_E} + M_E}{a_{Anchor}}$$



### 7.6.2 KORREKTUR AM VERFORMTEN MODELL BASE

Wie beim Modell LUG kann mit den oben errechneten Grundwerten ein erstes Mal die Beanspruchung aller Teile des Einbauteils ermittelt werden. Interessant ist vor allem die Ankerzugkraft  $F_A$ , mit der wiederum die globale Verdrehung des Einbauteiles berechnet wird. Es gilt wieder, dass bei einer nicht genügend steifen Grundplattenkonstruktion ein zusätzlicher Drehwinkel bei der Berechnung angesetzt werden muss. Effektiv maßgebend ist der Drehwinkel der Stirnseite zum gedrückten Beton vor der Stirnseite. Im Gegensatz zum Modell LUG kann sich aber ein zusätzlicher Drehwinkel aus der Grundplattendurchbiegung hier durchaus positiv auf die zu übertragende Last auswirken, da er diesen effektiven Drehwinkel reduzieren kann. Eine größere Verdrehung der Grundplattenstirnfläche reduziert die übertragbare Last stärker, die Durchbiegung im Einbauteil kann diese Verdrehung aber zurückdrehen, also möglicherweise Last erhöhend wirken.

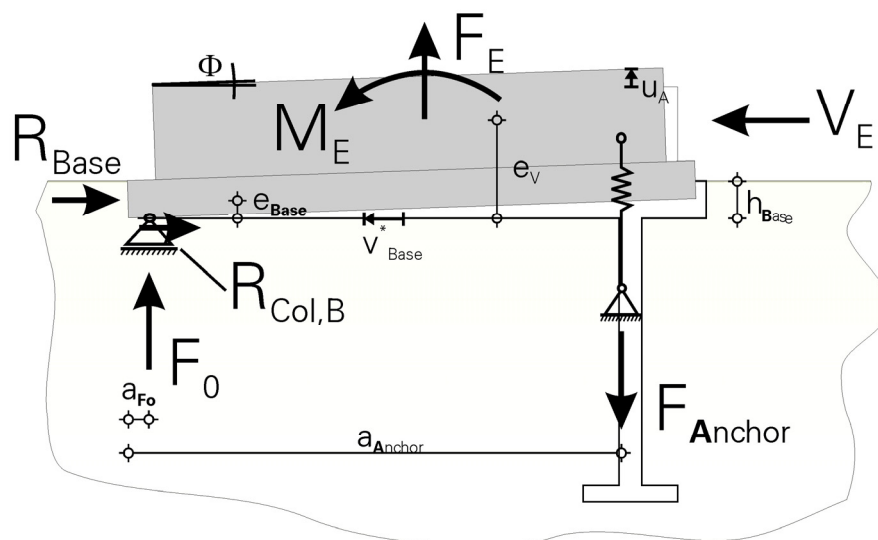


Bild 114: Kräfte und Bezeichnungen am verformten Modell BASE

Fig. 114: Force balance at the deformed system, model BASE

Am verformten Modell BASE nach Bild 114 gilt dann:

$$F_{Anchor} = \frac{V_E \cdot e_V - R_{Base} \cdot e_B + M_E + F_E \cdot (a_1 - a_{F_0})}{(a_A - a_{F_0})} \quad (7.30)$$

$$V_E = R_{Base} + R_{Col,Base}$$

$$R_{Col,B} = \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot F_0$$

$$F_0 = F_{Anchor} - F_E$$

$$R_{Base} = f_{(\Phi)}; \quad e_{Base} = f_{(\Phi)}; \quad a_{F_0} = f_{(\Phi)}$$

Die Korrektur der Stirnkraft  $R_{Base}$ , deren Lage  $e_{Base}$  und auch die Lage der Kontaktkraft  $F_0$  ist von der Verdrehung  $\Phi$  abhängig. Im Gegensatz zum Modell LUG ist es hier jedoch einfacher die entsprechenden Größen formelmäßig zu beschreiben und nicht die Grundgrößen zu korrigieren. Geometrische Effekte nach Theorie zweiter Ordnung müssen hierbei wiederum nicht berücksichtigt werden, da sie im Allgemeinen eine untergeordnete Rolle in der Genauigkeit spielen.

### 7.6.3 ANKERVERFORMUNG

Im Modell BASE ist alleine die Ankerverformung maßgebender Bestandteil der Verformungsberechnung und damit der Neuberechnung der Lasten und Größen, abgesehen von der eventuell vorhandenen Verbiegung in der Grundplatte. Auch im Modell BASE soll wieder neben der Ankerdehnsteifigkeit auch noch eine Kopfverschiebung berücksichtigt werden. Wie oben erläutert, soll der Wert der Kopfverschiebung für übliche Kopfbolzendübel 0,2 mm betragen.

Die Anhebung über dem Anker wird analog dem Modell LUG berechnet:

$$u_A = F_A \cdot D + \Delta l_{Kopf} \quad (7.31)$$

mit:

$$D = \frac{L_A}{E_A \cdot A_A} \text{ [mm/N] Ankersteifigkeit}$$

$$\Delta l_{Kopf} = 0,2 \text{ mm}$$

$$\tan \Phi = \frac{u_A}{a_A} \quad (7.32)$$

### 7.6.4 GRENZDREHWINKEL

Zur Berechnung der gesuchten Größen wird der vorhandene Drehwinkel  $\Phi$  mit dem empirisch ermittelten Drehwinkel  $\Phi_{Grenz}$  verglichen.

Der Grenzdrehwinkel definiert sich hierbei wie folgt:

$$\tan \Phi_{Grenz} = \alpha_{\Phi} \cdot h_{Base} \cdot \sqrt[3]{f_c^2}$$

$$\alpha_{\Phi} = 2,0 \cdot 10^{-5} / f_c^{0,08} \quad (7.33)$$

oder:

$$\tan \Phi_{Grenz} = 2,0 \cdot 10^{-5} \cdot h_{Base} \cdot f_c^{0,587} \quad (7.34)$$

### 7.6.5 KORREKTUR

In Abhängigkeit der Winkelverhältnisse soll die Last vor der Stirn  $R_{Base}$  und deren Schwerpunktlage  $e_{Base}$  korrigiert, bzw. neu ermittelt werden.

Die Bruchlast  $R_{Base}$  vor der Stirn kann nahezu immer basierend auf  $f_c$  bzw.  $\sigma_{Base}^*$  ermittelt werden. Lediglich für große Verdrehwinkel  $\Phi$ , also weiche Ankerkonstruktionen, muss die zu übertragende zulässige Last deutlich reduziert werden. Dies geschieht mit dem Grenzwinkel  $\Phi$  der in Gleichung (7.33) angegeben wird.

Vereinfacht ausgedrückt kann  $e_{Base}$  somit alle Lagen innerhalb der Kernfläche der Lastübertragung annehmen. Das Wandern des Schwerpunktes nach oben kann direkt aus der Verdrehung des Einbauteiles erklärt werden.

Durch die Verdrehung wird der obere, also randnahe, Bereich mehr belastet – Auftreten großer Stauchungen – und bricht bei Erreichen der einachsigen Betonfestigkeit. Die tiefer liegenden Bereiche entziehen sich infolge der abnehmenden Stauchungen einer vollen Lastübertragung. Somit kann die so beanspruchte Fläche nicht die volle Lastübertragungskapazität einer senkrecht beanspruchten Fläche erreichen. Das Verhalten ist analog zur Völligkeit einer Betondruckzone infolge Biegebeanspruchung. Ein Ansatz über den Völligkeitsparameter wie bei der Biegebemessung ist hier aber nicht angebracht, da dies den Rechenaufwand unverhältnismäßig erhöhen würde und im Ergebnis kaum sichtbar werden wird. Hier wird lediglich ein Spannungsblock zur Ermittlung der effektiven Völligkeit angesetzt. Als Grenzwert zwischen Phase 2 und 3, siehe Bild 115 wird der Spannungsblock mit 0,9-facher Spannung und 0,8-facher Höhe angesetzt. Diese Werte werden in Phase 3 konstant gehalten, jedoch wird die Höhe der übertragenden Fläche durch die effektiv wirksame Höhe  $h_{red}$  ersetzt.

In Abhängigkeit vom Verhältnis der Winkel werden 3 Zustände, abgegrenzt durch 2 Grenzwerte, angesetzt:

- Rechtecklast über die volle Grundplattenhöhe
  - Grenzwert Rechtecklast
- Interpolationsbereich
  - Grenzwert Spannungsblock mit 0,9/0,8 auf volle Grundplattenhöhe
- dito mit reduzierter wirksamer Grundplattenhöhe

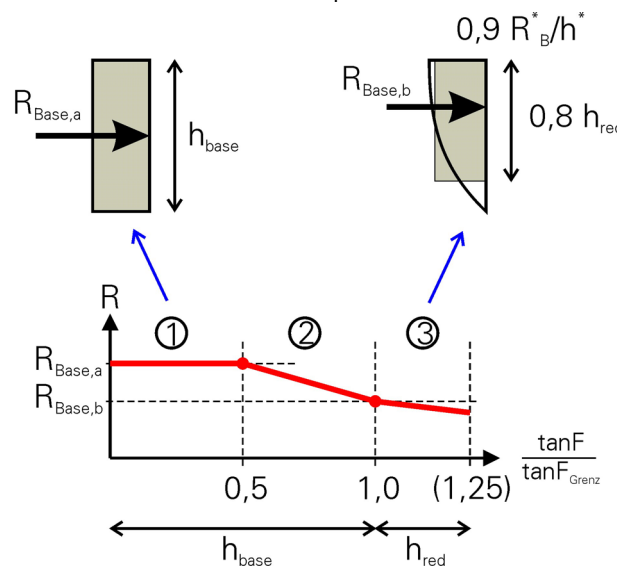


Bild 115: Entwicklung der Lastübertragung vor der Grundplatte

Fig. 115: Reduction / Calculation of  $R_{Base}$  due to  $\Phi/\Phi_{Grenz}$

(7.35)

- Fall a)  $\tan\Phi \leq 0,5 \cdot \tan\Phi_{Grenz}$   
 $R_{Base,a} = \sigma_{Base}^* \cdot b_{Base} \cdot h_{Base}$
- Fall b)  $\tan\Phi = \tan\Phi_{Grenz}$   
 $R_{Base,b} = 0,9 \cdot \sigma_{Base}^* \cdot b_{Base} \cdot 0,8 \cdot h_{Base}$
- Fall c)  $0,5 \cdot \tan\Phi_{Grenz} < \tan\Phi < \tan\Phi_{Grenz}$   
 interpolieren zwischen  $R_{Base,a}$  und  $R_{Base,b}$
- Fall d)  $\tan\Phi > \tan\Phi_{Grenz}$   
 $R_{Base} = 0,9 \cdot \sigma_{Base}^* \cdot b_{Base} \cdot 0,8 \cdot h_{red}$   
 $h_{red} = \frac{\tan\Phi_{Grenz}}{\tan\Phi} \cdot h_{Base}$

$$\text{mit: } \sigma_{Base}^* = \alpha_{3D} \cdot \frac{255 \cdot f_c}{234 + f_c} + \frac{4,0 \cdot f_c - 3,2}{h_{Base}} \quad \text{analog Gleichung (6.32)}$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$
(7.36)

$$\text{Fall a) } \tan \Phi \leq 0,5 \cdot \tan \Phi_{Grenz}$$

$$e_{Base} = e_{Base,a} = \frac{1}{2} \cdot h_{Base}$$

$$\text{Fall b) } \tan \Phi_{Grenz} > \tan \Phi > 0,5 \cdot \tan \Phi_{Grenz}$$

$$e_{Base} = \text{interpolieren zwischen } e_{Base,a} \text{ und } e_{Base,b}$$

$$\tan \Phi = \tan \Phi_{Grenz}$$

$$\text{Fall c) } e_{Base} = e_{Base,b} = h_{Base} - \frac{0,8}{2} \cdot h_{Base} = 0,6 \cdot h_{Base}$$

$$\tan \Phi > \tan \Phi_{Grenz}$$

$$e_{Base} = h_{Base} - 0,4 \cdot h_{red}$$

$$\text{Fall d) } = h_{Base} \left( 1 - 0,4 \cdot \frac{\tan \Phi_{Grenz}}{\tan \Phi} \right)$$

$$h_{red} = \frac{\tan \Phi_{Grenz}}{\tan \Phi} \cdot h_{Base}$$

analog Gleichung (6.32)

Es ist sinnvoll, bei dieser Berechnung die vorhandene Verdrehung nie größer als das 1,25-fache der Grenzverdrehung anzusetzen.

$$\tan \Phi \leq 1,25 \cdot \tan \Phi_{Grenz} \quad (7.37)$$

### 7.6.6 KONTAKTKRAFT $F_0$

Für die Kontaktkraft  $F_0$  gelten die gleichen Überlegungen wie im Modell LUG. Da hier jedoch keine Querdehnungsbehinderung als Parameter zur Verfügung steht wird der definierte Grenzdrehwinkel verwendet, um den Schwerpunktabstand  $a_{F_0}$  der Kontaktkraft zur Grundplattenvorderkante zu skalieren.

$$a_{F_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_0}{n_1 \cdot f_c \cdot b_{Base}} \cdot n_2 \quad (7.38)$$

mit:

$$n_1 = 1,0$$

$$n_2 = \left( 1 - \frac{\tan \Phi}{\tan \Phi_{Grenz}} \right) \geq 0$$

### 7.6.7 GLEICHGEWICHT

Mit den neu berechneten Werten für  $R_{Base}$ ,  $e_{Base}$  und  $a_{F_0}$ , kann ein neues verbessertes  $F_A$  – nach Bild 114 – berechnet und der Iterationsvorgang wiederholt werden.

$$F_{Anchor} = \frac{V_E \cdot e_V - R_{Base} \cdot e_B + M_E + F_E \cdot (a_l - a_{F_0})}{(a_A - a_{F_0})} \quad (7.39)$$

Es zeigt sich, dass auch hier das Verfahren recht rasch konvergiert, im Allgemeinen reichen 1 bis 2 Iterationen aus. Nach 5 Iterationen ist auch hier kaum noch eine Veränderung im Ergebnis festzustellen.

## 7.7 KOMBINATION DER MODELLE

Nach der Zerlegung des Einbauteiles in die Lastabtragungsmodelle LUG und BASE und deren einzelne Berechnung müssen jetzt die vor der Grundplatte übertragbaren Lasten, Modell BASE, und die vor dem Dübel übertragbaren Lasten, Modell LUG, wieder kombiniert werden.

Als Kriterium für die Kombination kann nur die Verschiebung im Einbauteil herangezogen werden. Soll eine Lastübertragung gleichzeitig vor der Grundplatte und vor dem Dübel stattfinden, so haben beide Bauteile die gleiche Verschiebung aufzuweisen. Im Allgemeinen kann die Differenzverschiebung im Einbauteil selber als Null angesehen werden. Also der Einfluss der Grundplattenstauchung zwischen vorderer und hinterer Kante. Auch fällt dieser wohl sehr viel kleiner aus, als die Betonverschiebung vor der Grundplatte und vor dem Dübel. In Spezialfällen ist diese Differenzverschiebung im Einbauteil jedoch zu berücksichtigen

Bisher wurden Grundwerte der Verschiebung für die maximal zu übertragende Last vor dem Dübel und vor der Grundplatte definiert. Diese müssen jetzt in Rechenwerte umgerechnet werden, und eine entsprechende Last-Verschiebungs-Beziehung muss aufgestellt werden. Dies soll im Anschluss geschehen.

Damit kann für eine gegebene Verschiebung die vorhandene übertragene Last ermittelt werden. Die hierzu gehörende Zugankerbeanspruchung kann dann näherungsweise linear interpoliert werden. Der nichtlineare Anteil aus der Verschiebung des Schwerpunktes der jeweiligen Lastübertragung kann ohne weiteres vernachlässigt werden.

### 7.7.1 LAST-VERSCHIEBUNGS-BEZIEHUNG – MODELL LUG

Im Modell LUG ist die Kraft-Verschiebungs-Beziehung extrem von der Dübelsteifigkeit abhängig und unterliegt auch einer verhältnismäßig großen Streuung. Hier soll jedoch nur eine, meist gültige Formel angegeben werden. Für die Kraft-Verschiebungs-Beziehung im Modell LUG wird eine Parabelbeziehung analog dem Parabel-Rechteck-Diagramm angesetzt.

Nach Erreichen der Maximallast kann die Bruchverformung bei gleich bleibender Last noch um ca. 25% vergrößert werden. Dies kann durch das gutmütige Verhalten des Betons vor dem Dübel erklärt werden. Im von hohem Druck beanspruchten Bereich vor dem Dübel wird der Beton quasi zerdrückt. Hierbei ändert sich das Verformungsverhalten radikal, die Lastübertragungskapazität bleibt aber weitgehend erhalten. Deutlich wird dies, wenn man auf den abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungs-Be-

ziehung für einaxial gedrückten Beton schaut. Für den hier untersuchten mehraxial gedrückten Beton sind die Verhältnisse prinzipiell ähnlich.

Diese Vergrößerung der Bruchverschiebung ist aber nur dann zulässig, wenn sichergestellt werden kann, dass der Beton unter dreiaxialer Druckbeanspruchung steht, ein entsprechendes  $F_L$  somit sicher vorhanden ist. Ansonsten tritt das Versagen schlagartig wie für das Modell BASE ein. Auf der sicheren Seite liegend darf dieses schlagartige Versagen immer angesetzt werden.

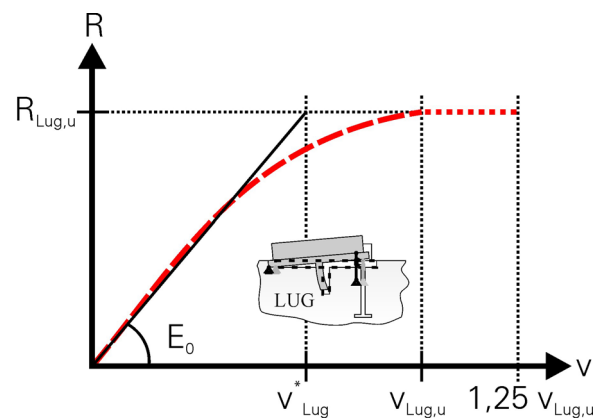


Bild 116: Modell LUG – Last-Verschiebungs-Beziehung

Fig. 116: Model LUG – load- shift-diagram

$$v_{Lug,u} = 0,09 \cdot \left( \frac{EI_{Lug}}{h_{Lug}^3} \right)^{0,25} \cdot v_{Lug}^* \quad (7.40)$$

$$V_{E,Lug} = -V_{E,Lug,u} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Lug,u}} \right)^n \right] \quad (7.41)$$

mit:

$$n = \sqrt{2} \quad E = E_0$$

$$n = 1,6 \quad E = 1,1 \cdot E_0$$

$$E_0 = \frac{V_{E,Lug,u}}{v_{Lug}^*}$$



### 7.7.2 LAST-VERSCHIEBUNGS-BEZIEHUNG – MODELL BASE

Für die Kraft-Verschiebungs-Beziehung im Modell BASE wird die gleiche Funktion wie im Modell LUG angesetzt. Hier wird der Faktor  $n = 1,6$  bevorzugt. Bei etwas höherfesten Betonen ist dieser Wert sichtlich besser als  $n = 1,41$ . Dies hat aber nur dann eine gewisse Bedeutung, wenn die aktuell zu untersuchenden Verformungen deutlich unter der Bruchverformung liegen. Zum Grundwert der Verschiebung siehe oben.

Im Gegensatz zum Modell LUG kann hier keine weitere Verschiebung nach dem Erreichen der Maximallast zugelassen werden. Dies begründet sich direkt daraus, dass hier keine dreiaxiale Druckbeanspruchung entstehen kann. Das Versagen tritt schlagartig mit Erreichen der Bruchlast und Bruchverschiebung ein.

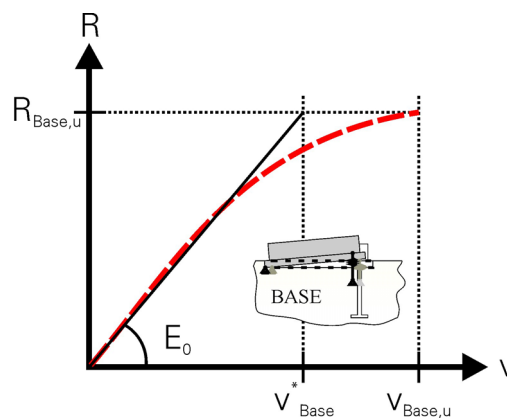


Bild 117: Modell BASE – Last-Verschiebungs-Beziehung

Fig. 117: Model BASE – load- shift-diagram

$$v_{Base,u} = \sqrt{\alpha_{3D}} \cdot v_{Base}^* \quad (7.42)$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$

$$V_{E,Base} = -V_{E,Base,u} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Base,u}} \right)^n \right] \quad (7.43)$$

mit:

$$n = \sqrt{2} \quad E = E_0$$

$$n = 1,6 \quad E = 1,1 \cdot E_0$$

$$E_0 = \frac{R_{Base}}{v_{Base}^*}$$

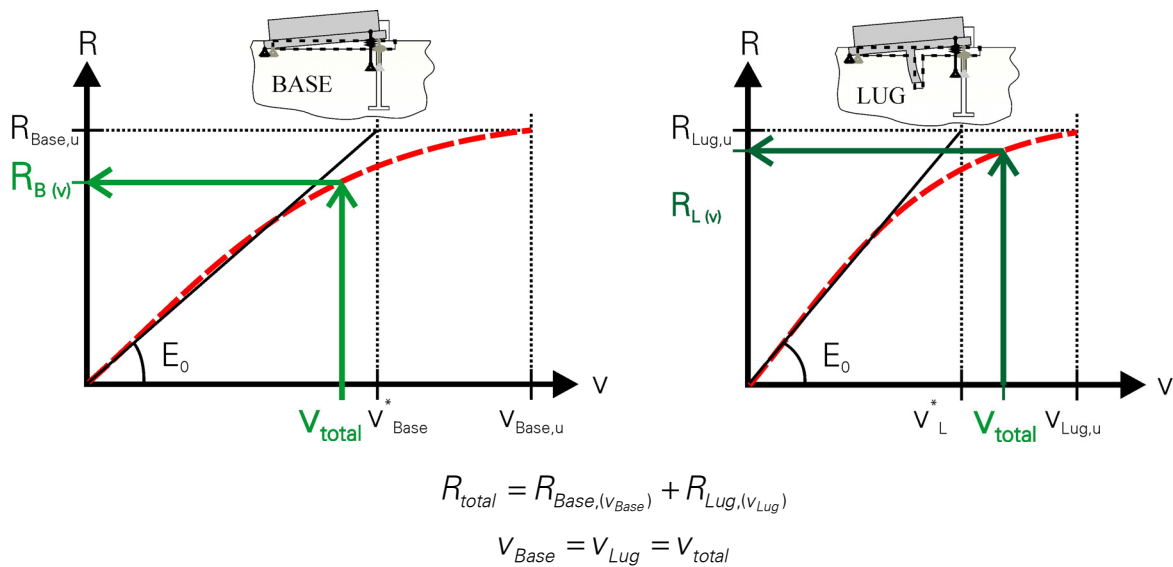


Bild 118: Kombination der Modelle

Fig. 118: Combination of the models

### 7.7.3 FALLUNTERSCHIEDUNGEN

Mit den oben eingeführten Last-Verschiebungs-Beziehungen kann jetzt die im kombinierten Modell übertragbare Last zu einer vorgegebenen Verschiebung des Einbauteiles ermittelt werden. Im Allgemeinen wird es darum gehen, die maximal übertragbare Last zu ermitteln.

Dazu ist es nicht ausreichend, die Maximallasten der Einzelmodelle zu addieren. Das Modell BASE ist so angelegt, dass nach Erreichen der Maximallast bei entsprechender Bruchverschiebung ein Versagen eintritt. Der entsprechende Übertragungsmechanismus fällt also komplett aus. Für die Lastübertragung nach Modell LUG kann die Bruchverschiebung noch um ca. 25% gesteigert werden, wenn die dreiaxialen Druckspannungsverhältnisse sicher nachgewiesen werden können.

Zur Ermittlung der aufnehmbaren Beanspruchung muss somit die Lastgeschichte oder auch die Verschiebegeschichte berücksichtigt werden. Zu den beiden Versagensarten Stirnversagen und Dübelversagen gibt es jeweils 3 Zustände die zu unterscheiden sind:

- Versagen der Stirnplatte vor Dübelversagen – Fall 1
  - 1a) Für den Verschiebungszustand des Stirnversagens (Modell BASE) wird der Kräftezustand vor dem Dübel ermittelt und addiert.
  - 1b) Ist die Dübeltraglast größer als im Fall 1a), so kann diese ausgenutzt werden.
  - 1c) Ist die Dübeltraglast kleiner als im Fall 1a), so tritt ein Gesamtversagen ein.
- Versagen des Dübels vor einem Stirnplattenversagen – Fall 2
  - 2a) Für den Verschiebungszustand des Dübelversagens (Modell LUG) wird der Kräftezustand vor der Grundplatte (Modell BASE) ermittelt und addiert.
  - 2b) Ist die Grundplattentraglast größer als im Fall 2a), so kann diese ausgenutzt werden: bis zur 1,25fachen Dübelbruchverschiebung kann der Dübel als mittragend angesetzt werden.
  - 2c) Ist die Stirntraglast kleiner als im Fall 2a), so tritt ein Gesamtversagen ein

Die aufnehmbare Beanspruchung ist somit nur in Verbindung mit der Lastgeschichte des Einbauteiles bestimmbar.

Durch die Kombination der Modelle LUG und BASE kommt jetzt noch ein weiterer Iterationsschritt hinzu. Bisher wurden die Beanspruchungen der einzelnen Lastmodelle betrachtet und über das Kriterium gleicher Verschiebungen kombiniert. Dabei entsteht eine Gesamtbeanspruchung  $V_E$  die sich aus den Einzelbeanspruchungen  $V_{E,Lug}$  und  $V_{E,Base}$  zusammensetzt. Nun ist aber die Ankerverformung für beide Versagensmechanismen von entscheidender Bedeutung, in jedem Modell wurde aber nur der modellspezifische Ankerkraftanteil berücksichtigt. Im Fall der Kombination wird also eine zu kleine Ankerkraft betrachtet, und damit die Beanspruchbarkeit der Einzelmodelle, LUG und BASE, womöglich überschätzt. Als weiterer Schritt ist somit die Verträglichkeit bezüglich der Ankerbeanspruchung zu prüfen.

#### **7.7.4 VERTRÄGLICHKEIT**

Das Gesamtgleichgewicht wird nach Bild 119 definiert. Für den einfachen Fall, dass die Bruchverschiebungen für das Modell LUG und das Modell BASE den gleichen Wert liefern, kann die Berechnung gleich am Gesamtsystem durchgeführt werden.

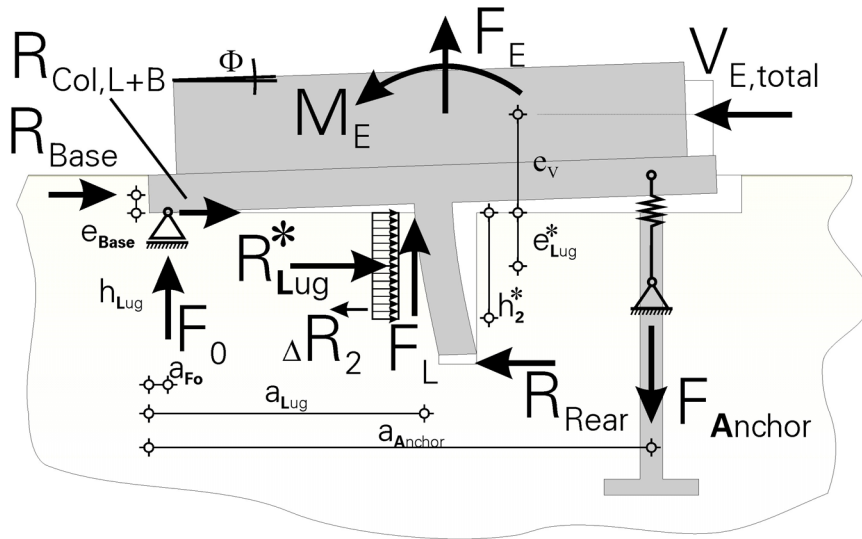


Bild 119: Kräfte und Bezeichnungen am kombinierten Modell – Einbauteil

Fig. 119: Forces, denotation and shifts at the combined model

$$\begin{aligned}
 F_A = & \frac{V_E \cdot e_v + F_E \cdot a_{F_E} + M_E}{(a_{Anchor} - a_{F_0})} \\
 & + \frac{[R_L^* \cdot e_L^* - \Delta R_2 \cdot e_{\Delta R_2} - R_{Rear} \cdot h_L] + F_L \cdot (a_L - a_{F_0})}{(a_{Anchor} - a_{F_0})} \\
 & - \frac{R_{Base} \cdot e_B}{(a_{Anchor} - a_{F_0})}
 \end{aligned} \tag{7.44}$$

$$V_E = R_{Lug} + R_{Base} + R_{Col,Lug+Base}$$

In allen anderen Fällen hat man einen iterativen Prozess zu durchlaufen, um die Lasten und Verformungen am Einbauteil zu bestimmen. Die Ankerkraft ist unter Berücksichtigung beider Lastübertragungsmodelle anzusetzen und kann genau genommen nicht für jedes Lastmodell gesondert berechnet werden. Die Übertragung der horizontalen Beanspruchung  $V_E$  ist in beiden Modellen räumlich getrennt und findet einmal vor der Grundplatte (Modell BASE) und zum anderen Mal vor dem Dübel (Modell LUG) statt. Für beide Modelle ist ein Kräfteausgleich im Zuganker notwendig. Da aber wiederum die Beanspruchung und damit die Verformung am Zuganker die übertragbare Last  $V_{E,i}$  direkt beeinflusst, muss die Zugankerkraft eines Modells bei der Berechnung des anderen Modells berücksichtigt werden. Für die Ermittlung der maximal übertragbaren Last muss also untersucht werden, inwieweit eine Lastübertragung im anderen Modell angesetzt werden darf bzw., ob dieses Modell schon versagt hat oder inwieweit es sich an der Lastabtragung beteiligt und einen entspre-

chenden Anteil zur Ankerkraft liefert. Es ist also die Gesamtankerkraft bei der Berechnung der Einzelmodelle zu berücksichtigen. Bei der Kombination der Modelle ist zusätzlich die Bedingung einzuhalten, dass gleiche Verschiebungen in den Einzelmodellen herrschen müssen, was aber über die Last-Verschiebungs-Beziehungen relativ einfach berücksichtigt werden kann. Rechentechnisch kann die zu berücksichtigende Ankerkraft nur iterativ bestimmt werden. Somit werden 2 Grenzfälle interessant.

- Berücksichtigung der maximalen Ankerkraft im anderen Modell
- Keine Berücksichtigung der Ankerkraft im anderen Modell

Im ersten Fall wird die zulässige Beanspruchung eventuell unterschätzt, im zweiten Fall wird sie überschätzt, aber nur für den Fall, dass beide Tragwirkungen gemeinsam vorliegen. Im häufigen Fall, dass die maximale Beanspruchbarkeit nach Ausfall des Lastmodells BASE am Modell LUG erreicht wird, sind die Ergebnisse mit dieser Vereinfachung „exakt“.

Eine Abschätzung der Effekte aus dieser Vereinfachung ist im Kapitel 6.15.3 diskutiert.

## 7.8 EIN BEISPIEL ZUM ABLAUF DER BERECHNUNG

Zur Veranschaulichung soll das eben gezeigte Vorgehen nochmals an einem Zahlenbeispiel dargelegt werden. Betrachtet wird ein Einbauteil mit einer 20 mm starken Grundplatte, die in den Beton eingelassen ist. Diese trägt einen 80 mm einbindenden Schubdübel von 100 mm Breite und 40 mm Stärke. Die Schweißnaht zur Grundplatte wird nicht modelliert. Die Grundplatte wird durch die Anschlusskonstruktion ausgesteift und gilt als biegestarr. Zu der angreifenden Zugnormalkraft von 50 kN wird das aufnehmbare  $V_F$  gesucht.

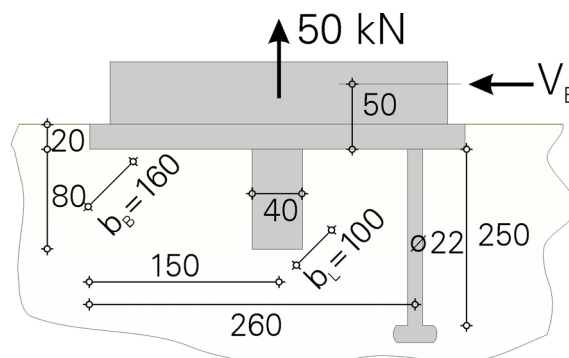
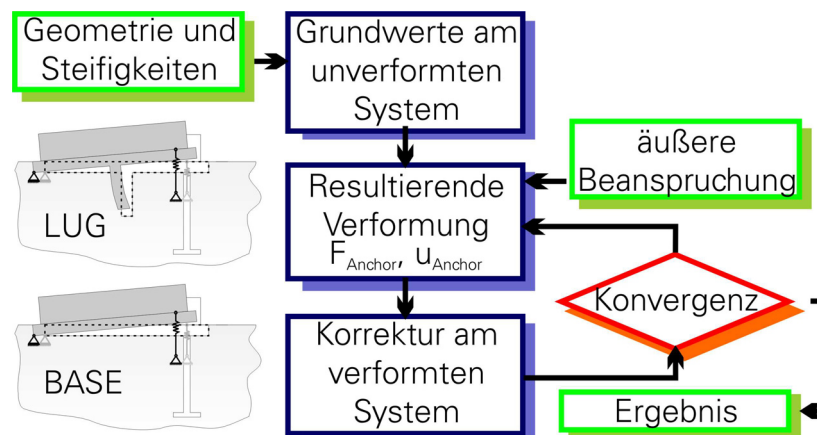


Bild 120: Beispiel  
Fig. 120: Example

Die Berechnung der übertragbaren Beanspruchung  $V_E$  gliedert sich in die Schritte:

- Zerlegen in die vorhandenen Modelle LUG und BASE
- Berechnung der Beanspruchbarkeit, jeweils getrennt für die einzelnen Modelle



- Zusammenführen der Modelle über das Kriterium gleiche Verschiebung
- Ermitteln der Gesamttraglast
- Bestimmen der Versagensursache bzw. des Tragverhaltens
- Nachweis und Dimensionierung der Einzelkomponenten
- Betrachten der Schweißnähte, der Ankertragkraft usw.

### 7.8.1 ZERLEGEN IN DIE GRUNDMODELLE

Hier handelt es sich um eine Lastübertragung vor der Grundplatte nach Modell BASE und eine Lastübertragung vor dem Schubdübel, Modell LUG.

### 7.8.2 BERECHNUNG MODELL LUG

Die Berechnung folgt dem Ablaufdiagramm.

#### 7.8.2.1 EINGANGSWERTE

$$h_{Lug} = 80 \text{ mm}$$

$$b_{Lug} = 100 \text{ mm}$$

$$t_{Lug} = 40 \text{ mm}$$

$$E_{Lug} = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$EI'_{Lug} = 210000 \cdot 40^3 / 12 = 1,120 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$EI_{Lug} = 210000 \cdot 100 \cdot 40^3 / 12 = 1,120 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}^2$$

$$f_c = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 31900 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$

$$A_{Anchor} = 380 \text{ mm}^2$$

$$E_{Anchor} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{Anchor} = 250 \text{ mm}$$

$$L / EA_{Anchor} = 250 / (200000 \cdot 380) = 3,289 \cdot 10^{-6} \text{ mm/N}$$

$$\Delta l_{Kopf} = 0,2 \text{ mm}$$







### 7.8.2.4.1 ANKERVERFORMUNG

$$u_A = F_A \cdot D + \Delta l_{Kopf}$$

$$D = \frac{L_{Anchor}}{E_A \cdot A_A} \text{ Ankersteifigkeit}$$

$$= 3,289 \cdot 10^{-6} \text{ mm/N}$$

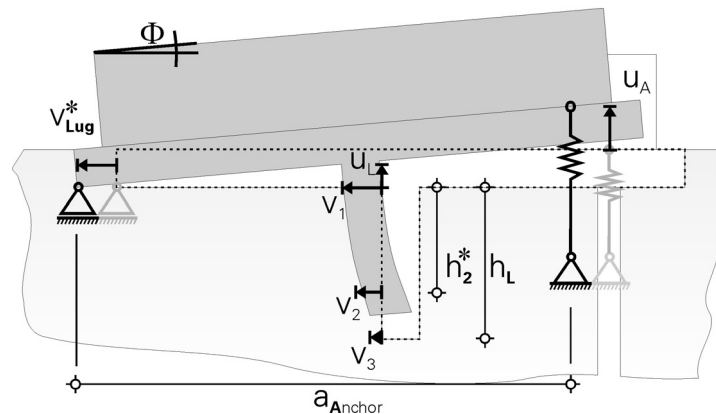
$$\Delta l_{Kopf} = 0,2 \text{ mm}$$

$$\tan \Phi = \frac{u_A}{a_A}$$

$$u_A = 343000 \cdot 3,289 \cdot 10^{-6} + 0,2 = 1,33 \text{ mm}$$

$$u_L = u_A \cdot \frac{a_L}{a_A} = 1,33 \cdot \frac{130}{260} = 0,66 \text{ mm}$$

$$\tan \Phi = \frac{u_A}{a_A} = \frac{1,33}{260} = 0,00511$$



### 7.8.2.4.2 QUERDRUCKKRAFT

$$F_L = R_L \cdot (1 - \alpha_1) \cdot \frac{\mu}{1 - \mu}$$

$$u_{\varepsilon,z}^* = \frac{R_L^*}{b_L \cdot E_c} \cdot \mu \cdot (1 + \mu) = \frac{1107000 \text{ N}}{100 \text{ mm} \cdot 31900 \text{ N/mm}^2} \cdot 0,2 \cdot (1 + 0,2) = 0,083 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{u_L}{u_{\varepsilon,z}^*} = \frac{0,66}{0,083} = 7,9 \rightarrow 1,0 \text{ mit } 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$F_L = R_L \cdot (1 - \alpha) \cdot \frac{\mu}{1 - \mu} = 0 \text{ kN}$$

keine Querdrukraft, da die Verformung zu groß ist.

### 7.8.2.4.3 KONTAKTKRAFT

$$F_0 = F_A - F_E - F_L = 293 \text{ kN}$$

$$a_{F_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_0}{n_1 \cdot f_c \cdot b_{Base}} \cdot n_2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{293000}{1,0 \cdot 30 \cdot 160} \cdot 0,543 = 17 \text{ mm}$$

$$n_1 = 1,0$$

$$n_2 = 2 - \left( \left( 1 - \frac{0,083}{0,66} \right) \cdot \frac{5}{3} \right) = 0,543$$

$$\frac{1}{3} \leq n_2 \leq 2$$

$$a_1 = 2 \text{ und } a_2 = \frac{5}{3}$$

### 7.8.2.4.4 REIBKRAFT

$$R_{\text{Col},L} = \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot 293 = 59 \text{ kN}$$

### 7.8.2.4.5 KORREKTUR AM DÜBEL

Verformungen (siehe Skizze oben)

$$v_1 = v_L^* = 0,427 \text{ mm}$$

$$v_3 = v_L^* - h_L \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2} (h_L - h_2^*)}{24 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) + R_R \left( \frac{h_L^3}{3 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_L}{G \cdot A_L} \right) \geq 0$$

$$\text{mit } R_R = 0$$

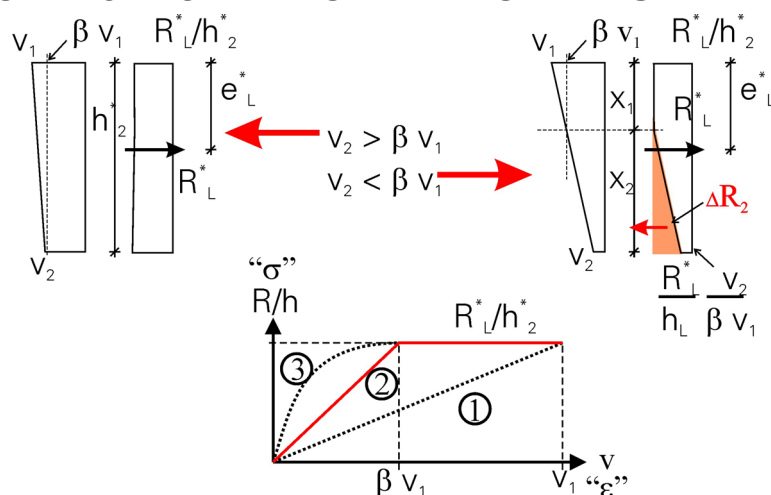
$$v_3 = v_L^* - h_L \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2} (h_L - h_2^*)}{24 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) = -0,334 \text{ mm}$$

$$v_3 \geq 0 \text{ gilt: } R_{\text{Rear}} = 0 \quad \text{nicht erfüllt!}$$

$$v_3 < 0 \text{ gilt: } R_{\text{Rear}} = -v_3 \cdot \left( \frac{3 \cdot EI_L}{h_L^3} + \frac{GA_L}{1,2 \cdot h_L} \right) = 184 \text{ kN und } v_3 = 0 \text{ mm}$$

$$v_2 = v_L^* - h_2^* \cdot \tan \Phi - R_L \left( \frac{h_2^{*2}}{8 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{2 \cdot GA_L} \right) + R_R \left( \frac{h_L^{*2} (3 \cdot h_L - h_2^*)}{6 \cdot EI_L} + \frac{1,2 \cdot h_2^*}{GA_L} \right) = 0,104 \text{ mm}$$

### 7.8.2.4.6 KORREKTUR DER DÜBELLAST



$$\Delta R_2 = \frac{R_L^*}{h_2^*} \cdot \left( 1 - \frac{v_2}{\beta \cdot v_1} \right) \cdot \frac{x_2}{2} \quad \text{für } 0 \leq v_2 \leq \beta \cdot v_1$$

$$\Delta R_2 \geq 0$$

$$\Delta R_2 \geq 0$$

$$\beta = 0,8$$

$$x_1 = \frac{v_1 \cdot (1 - \beta)}{(v_1 - v_2)} \cdot h_2^* = \frac{0,427 \cdot (1 - 0,8)}{(0,427 - 0,104)} \cdot 47,7 = 12,6 \text{ mm}$$

$$x_2 = h_2^* - x_1 = 47,7 - 12,6 = 35,1 \text{ mm}$$

$$e_{\Delta R_2} = x_1 + \frac{2}{3} \cdot x_2 = 12,6 + \frac{2}{3} \cdot 35,1 = 36,0 \text{ mm}$$

$$\Delta R_2 = \frac{1107}{47,7} \cdot \left(1 - \frac{0,1104}{0,8 \cdot 0,427}\right) \cdot \frac{35,1}{2} = 283 \text{ kN}$$

$$R_{Lug} = R_{Lug}^* - \Delta R_2 - R_{Rear} \\ = 1107 - 283 - 184 = 640 \text{ kN}$$

### 7.8.2.5 GLEICHGEWICHT IM MODELL LUG

(siehe Skizze oben)

$$V_E = R_{Lug}^* - \Delta R_2 - R_{Rear} + R_{col} \\ = 1107 - 283 - 184 + 59 = 699 \text{ kN}$$

$$F_A = \frac{V_E \cdot e_v + F_E \cdot a_{F_E} + M_E}{(a_A - a_{F_0})} + \\ \frac{[R_L^* \cdot e_L^* - \Delta R_2 \cdot e_{\Delta R_2} - R_{Rear} \cdot h_L] + F_L \cdot (a_L - a_{F_0})}{(a_A - a_{F_0})}$$

$$F_A = \frac{699 \cdot 50 + 50 \cdot (150 - 17) + 0}{260 - 17} \\ + \frac{[1077 \cdot 23,8 - 283 \cdot 36,3 - 184 \cdot 80] + 0 \cdot (130 - 17)}{260 - 17} \\ = 177 \text{ kN}$$

Mit der errechneten ersten Ankerzugkraft kann eine verbesserte Ankerverformung errechnet werden und die Iteration von neuem begonnen werden. Im Allgemeinen ist es sinnvoll, die Reduktion der Last vor dem Dübel  $\Delta R_2$  nicht voll anzusetzen, um die Iteration als Ganzes zu beschleunigen. Sinnvoll ist es, die Reduktion der Dübel-last  $\Delta R_2$  in den ersten Iterationsschritten nur zu 75 % anzusetzen.

### 7.8.2.6 ERGEBNIS MODELL LUG

Nach weiteren Iterationen erhält man:

Grundwerte (siehe oben)

$$R_{Lug}^* = 1107 \text{ kN} \quad h_{Lug}^* = 68,8 \text{ mm} \quad e_{Lug}^* = 23,8 \text{ mm}$$

$$h_2^* = 47,7 \text{ mm}$$

$$v_{Lug}^* = 0,427 \text{ mm}$$

Korrektur am verformten Modell LUG

Verformungen und Kräfte am Einbauteil

$$u_A = 1,09 \text{ mm} \quad u_L = 0,55 \text{ mm} \quad \tan \Phi = 0,0042$$

$$u_{\varepsilon,z}^* = 0,083 \text{ mm} \quad \alpha = 7,9 \rightarrow 1,0 \text{ mit } 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$F_A = 271 \text{ kN} \quad F_L = 0 \text{ kN} \quad F_0 = 221 \text{ kN}$$

$$a_{F_0} = 14 \text{ mm} \quad R_{Col,L} = 44 \text{ kN}$$

Verformungen und Kräfte am Dübel

$$v_1 = v_L^* = 0,427 \text{ mm}$$

$$v_3 = -0,182 \text{ mm} \text{ mit } R_{Rear} = 0$$

$$\text{mit } v_3 \geq 0 \quad R_{Rear} = 100 \text{ kN}$$

$$v_2 = 0,129 \text{ mm}$$

$$x_1 = 13,7 \text{ mm} \quad x_2 = 34,0 \text{ mm}$$

$$\Delta R_2 = 149 \text{ kN} \quad e_{\Delta R_2} = 36,4 \text{ mm}$$

$$R_{Lug} = R_L^* - \Delta R_2 = 957 \text{ kN} \quad e_{Lug} = 33,2 \text{ mm}$$

Aufnehmbare Schubbeanspruchung im System LUG

$$V_E = 902 \text{ kN}$$

### 7.8.3 BERECHNUNG MODELL BASE

Die Berechnung folgt dem Ablaufdiagramm, siehe oben.

#### 7.8.3.1 EINGANGSWERTE

$$h_{Base} = 20 \text{ mm}$$

$$b_{Base} = 160 \text{ mm}$$

$$A_{Base} = 3200 \text{ mm}^2$$

$$f_c = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 31900 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{3D} = 2,1$$

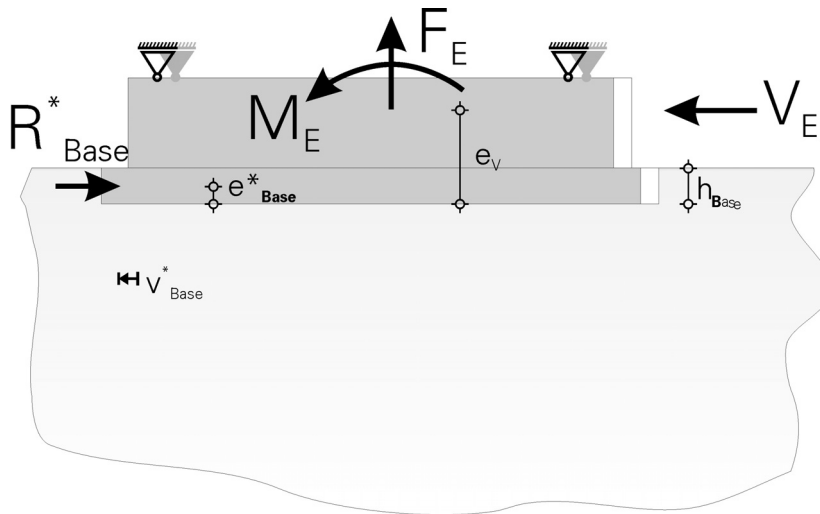
$$A_{Anchor} = 380 \text{ mm}^2$$

$$E_{Anchor} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{Anchor} = 250 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{EA_{Anchor}} = \frac{250}{200000 \cdot 380} = 3,289 \cdot 10^{-6} \text{ mm/N}$$

$$\Delta l_{Kopf} = 0,2 \text{ mm}$$



#### 7.8.3.2 GRUNDWERTE AM MODELL BASE

$$R_{Base}^* = \alpha_{3D} \cdot \sigma_{Base}^* \cdot A_{Base}$$

$$\sigma_{Base}^* = a_{iB} + \frac{b_{iB}}{h_{Base}}$$

$$a_{2B} = \frac{255 \cdot f_c}{234 + f_c} = \frac{255 \cdot 30}{234 + 30} = 29,0$$

$$b_{2B} = 4,0 \cdot f_c - 3,2 = 4,0 \cdot 30 - 3,2 = 116,8$$

$$\sigma_{Base}^* = a_{iB} + \frac{b_{iB}}{h_{Base}} = 29,0 + \frac{116,8}{20} = 34,8 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{Base}^* = \alpha_{3D} \cdot \sigma_{Base}^* \cdot A_{Base} = 2,1 \cdot 34,8 \cdot 3200 = 234 \text{ kN}$$

$$e_B^* = \frac{h_{Base}}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ mm}$$

$$v_{Base}^* = a \cdot \ln(h_{Base}) - 0,135$$



$$u_A = F_A \cdot D + \Delta l_{Kopf} \quad D = \frac{L_A}{E_A \cdot A_A} \text{ [mm/N]} \quad \Delta l_{Kopf} = 0,2 \text{ mm}$$

$$u_A = 65000 \cdot 3,289 \cdot 10^{-6} + 0,2 = 0,21 - 0,2 = 0,41 \text{ mm}$$

$$\tan \Phi = \frac{u_A}{a_A} = \frac{0,41}{260} = 0,00159$$

#### 7.8.3.4.1 GRENZDREHWINKEL

$$\tan \Phi_{Grenz} = \alpha_\Phi \cdot h_{Base} \cdot \sqrt[3]{f_c^2}$$

$$\alpha_\Phi = 2,0 \cdot 10^{-5} / f_c^{0,08}$$

$$\tan \Phi_{Grenz} = 2,0 \cdot 10^{-5} / 30^{0,08} \cdot 20 \cdot \sqrt[3]{30^2} = 0,00294$$

#### 7.8.3.5 KORREKTUR DER KRAFTÜBERTRAGUNG BASE

$$0,5 \cdot \tan \Phi_{Grenz} = 0,00147$$

$$0,5 \cdot \tan \Phi_{Grenz} < \tan \Phi < \tan \Phi_{Grenz}$$

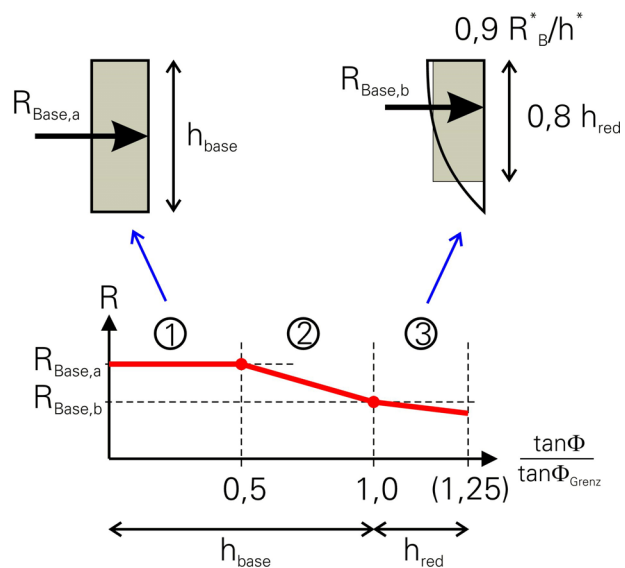
$$R_{Base,a} = \sigma_{Base}^* \cdot b_{Base} \cdot h_{Base} = R_{Base}^* = 234 \text{ kN}$$

$$R_{Base,b} = 0,9 \cdot \sigma_{Base}^* \cdot b_{Base} \cdot 0,8 \cdot h_{Base} = 0,9 \cdot 0,8 \cdot R_{Base}^* = 168 \text{ kN}$$

Bereich 2 Interpolieren

$$R_{Base} = 229 \text{ kN}$$

$$e_{Base} = 10,2 \text{ mm}$$



#### 7.8.3.5.1 KONTAKTKRAFT

$$F_0 = F_A - F_E = 65 - 50 = 15 \text{ kN}$$

$$a_{F_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_0}{n_1 \cdot f_c \cdot b_{Base}} \cdot n_2$$

$$n_1 = 1,0$$

$$n_2 = \left( 1 - \frac{\tan \Phi}{\tan \Phi_{Grenz}} \right) \geq 0$$

$$a_{F_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{15000}{1,0 \cdot 30 \cdot 160} \cdot \left( 1 - \frac{0,00159}{0,00294} \right) = 1,0 \text{ mm}$$

**7.8.3.5.2 REIBKRAFT**

$$R_{Col,L} = \mu \cdot F_0 = 0,2 \cdot 15 = 3 \text{ kN}$$

**7.8.3.5.3 SCHUBKRAFT**

$$V_E = R_{Base} + R_{Col,L} = 229 + 3 = 232 \text{ kN}$$

**7.8.3.6 GLEICHGEWICHT IM MODELL BASE**

$$F_{Anchor} = \frac{V_E \cdot e_V - R_{Base} \cdot e_B + M_E + F_E \cdot (a_1 - a_{F_0})}{(a_A - a_{F_0})}$$

$$= \frac{232 \cdot 50 - 229 \cdot 10,2 + 0 + 50 \cdot (150 - 1)}{(260 - 1)} = 65 \text{ kN}$$

**7.8.3.7 ERGEBNIS MODELL BASE**

Nach weiteren Iterationen erhält man:

Grundwerte (siehe oben)

$$R_{Base}^* = 234 \text{ kN}$$

$$h_{Base}^* = 20 \text{ mm}$$

$$e_{Base}^* = 10 \text{ mm}$$

$$v_{Base}^* = 0,161 \text{ mm}$$

Korrektur am verformten Modell BASE

Verformungen und Kräfte

$$u_A = 0,41 \text{ mm}$$

$$\tan \Phi = 0,001586$$

$$\tan \Phi_{Grenz} = 0,00294$$

$$F_A = 65 \text{ kN}$$

$$F_0 = 15 \text{ kN}$$

$$R_{Col,L} = 3 \text{ kN}$$

$$a_{F_0} = 2 \text{ mm}$$

$$R_{Base} = 229 \text{ kN}$$

$$h_{Base} = 20 \text{ mm}$$

$$e_{Base} = 10,2 \text{ mm}$$

Aufnehmbare Schubbeanspruchung im System BASE

$$V_E = 232 \text{ kN}$$



## 7.8.4 KOMBINATION DER MODELLE

### 7.8.4.1 LAST-VERSCHIEBUNGS-BEZIEHUNG – MODELL LUG

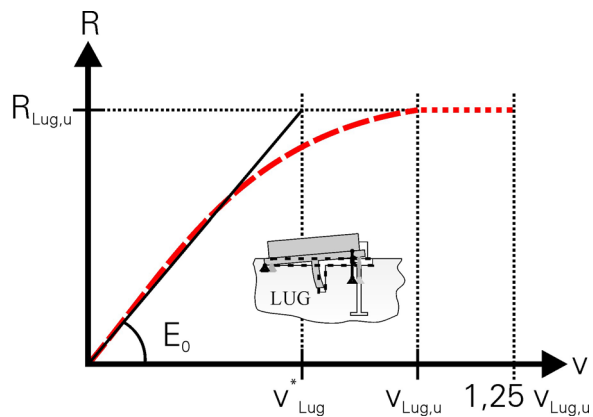
$$\begin{aligned}
 v_{Lug,u} &= 0,09 \cdot \left( \frac{EI_{Lug}}{h_{Lug}^3} \right)^{0,25} \cdot v_{Lug}^* \\
 &= 0,09 \cdot \left( \frac{1,12 \cdot 10^{11}}{80^3} \right)^{0,25} \cdot 0,427 \\
 &= 0,831 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 1,25 \cdot v_{Lug,u} &= 1,25 \cdot 0,831 \\
 &= 1,040 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$V_{E,Lug} = -V_{E,Lug,u} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Lug,u}} \right)^n \right]$$

$$\begin{aligned}
 n &= \sqrt{2} & E &= E_0 \\
 n &= 1,6 & E &= 1,1 \cdot E_0
 \end{aligned}$$

$$E_0 = \frac{V_{E,Lug,u}}{v_{Lug}^*}$$



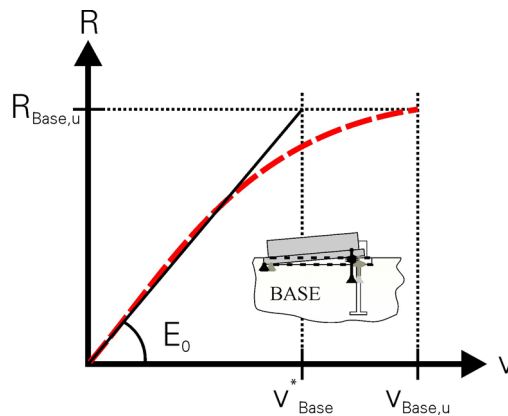
### 7.8.4.2 LAST-VERSCHIEBUNGS-BEZIEHUNG – MODELL BASE

$$\begin{aligned}
 v_{Base,u} &= \sqrt{\alpha_{3D}} \cdot v_{Base}^* \\
 &= \sqrt{2,1} \cdot 0,161 = 0,233 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

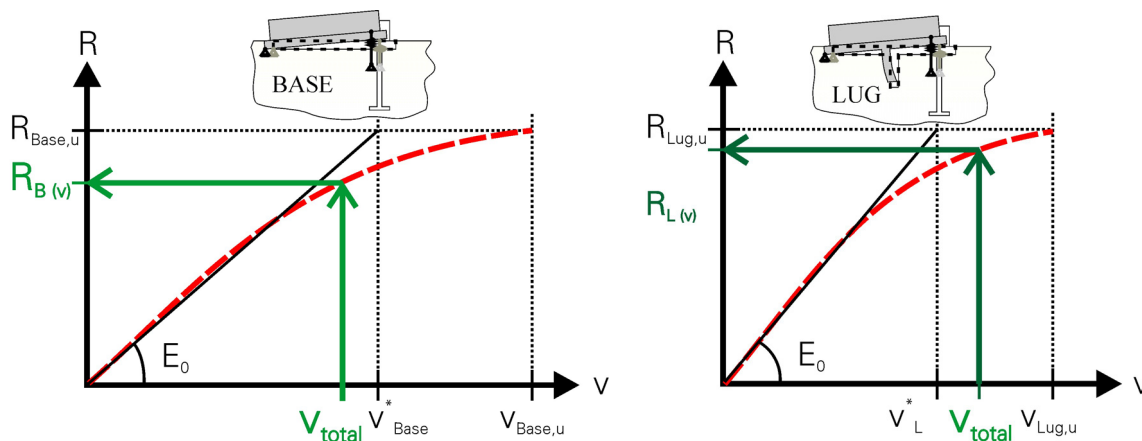
$$V_{E,Base} = -V_{E,Base,u} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Base,u}} \right)^n \right]$$

$$\begin{aligned}
 n &= \sqrt{2} & E &= E_0 \\
 n &= 1,6 & E &= 1,1 \cdot E_0
 \end{aligned}$$

$$E_0 = \frac{R_{Base}}{v_{Base}^*}$$



### 7.8.4.3 KOMBINATION UND FALLUNTERSCHIEDUNGEN



$$R_{total} = R_{Base, (v_{Base})} + R_{Lug, (v_{Lug})}$$

$$v_{Base} = v_{Lug} = v_{total}$$

- Versagen der Stirnplatte vor Dübelversagen – Fall 1
  - 1a) Für den Verschiebungszustand des Stirnversagens (Modell BASE) wird der Kräftezustand vor dem Dübel ermittelt und addiert.
  - 1b) Ist die Dübeltraglast größer als im Fall 1a), so kann diese ausgenutzt werden.
  - 1c) Ist die Dübeltraglast kleiner als im Fall 1a), so tritt ein Gesamtversagen ein.
- Versagen des Dübels vor einem Stirnplattenversagen – Fall 2
  - 2a) Für den Verschiebungszustand des Dübelversagens (Modell LUG) wird der Kräftezustand vor der Grundplatte (Modell BASE) ermittelt und addiert.
  - 2b) Ist die Grundplattentraglast größer als im Fall 2a), so kann diese ausgenutzt werden: bis zur 1,25fachen Dübelbruchverschiebung kann der Dübel als mittragend angesetzt werden.
  - 2c) Ist die Stirntraglast kleiner als im Fall 2a), so tritt ein Gesamtversagen ein

Modell LUG

$$v_{Lug,u} = 0,831 \text{ mm}$$

$$1,25 \cdot v_{Lug,u} = 1,040 \text{ mm}$$

$$V_{E,LUG,u} = 902 \text{ kN}$$

Modell BASE

$$v_{Base,u} = 0,233 \text{ mm}$$

$$V_{E,BASE,u} = 232 \text{ kN}$$

**Aussage 1**

$$V_{Base,u} < V_{Lug,u}$$

also Fall 1 – Versagen der Stirnplatte vor Dübelversagen

Zustand LUG für Versagenszustand BASE

$$\begin{aligned} V_{E,Lug} &= -V_{E,Lug,u} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v}{v_{Lug,u}} \right)^n \right] \\ &= -902 \text{ kN} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{0,233}{0,831 \text{ mm}} \right)^{1,6} \right] \\ &= 369 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{E,BASE,u} = 232 \text{ kN}$$

$$V_{E,LUG+BASE} = 369 \text{ kN} + 232 \text{ kN} = 601 \text{ kN}$$

$$V_{E,TeilversagenBASE} = 601 \text{ kN}$$

**Ergebnis 1:** Bei einer Schubbeanspruchung von 601 kN bricht der Beton vor der Grundplatte. Zu diesem Versagen gehört eine Verschiebung von ca. 0,23 mm.

**Aussage 2**

$$\begin{aligned} V_{E,TeilversagenBASE} &< V_{E,LUG,u} \\ 601 \text{ kN} &< 902 \text{ kN} \end{aligned}$$

also Fall 1b) – Laststeigerung bis zum Dübelversagen möglich

$$V_{E,Gesamtversagen} = 902 \text{ kN}$$

**Ergebnis 2:** Eine weitere Laststeigerung auf 902 kN ist möglich, bevor das Einbauteil versagt. Für das Gesamtversagen gelten die Kräfte und Verformungen, die im Teilmodell LUG ermittelt wurden. Vor dem Gesamtversagen trägt nur noch der Schubdübel – LUG – die äußere Schublast in den Beton ein. Die zugehörige Verschiebung beträgt ca. 1,0 mm.



## 8 BEMERKUNGEN ZUM SICHERHEITSKONZEPT

Ein geschlossenes Sicherheitskonzept soll im Rahmen dieser Arbeit nicht erarbeitet werden. Wie schon mehrfach betont, soll hier ein Verfahren vorgestellt werden, um die Versuchswerte nachrechnen und Einbauteile mit Schubdübeln bemessen zu können. Hierbei werden die Versagensarten klar getrennt und einzeln analysiert. Prinzipiell ist es möglich, übliche Sicherheitsfaktoren für das Beton- und auch das Stahlversagen anzusetzen. Damit kann dann aus dem nachgerechneten Bruchversagen eine zu erwartende Bemessungslast ermittelt werden. Dabei bleibt allerdings die Fragestellung offen, inwieweit die gewählten Sicherheitsfaktoren auf die herrschenden Verhältnisse anwendbar sind. Als Stichworte seien hier genannt:

- Dauerfestigkeit
- Einfluss des plastischen Kriechens
- Umlagerungsvermögen

Ein ungeklärter Aspekt ist noch der Einfluss einer wechselnden, schwellenden oder eben zeitlich nicht konstanten Beanspruchung. In diesen Punkten besteht weiterer Forschungsbedarf. Das ursprüngliche Forschungsvorhaben könnte diesbezüglich lohnend fortgesetzt werden.

### 8.1 STATISTISCHE AUSWERTUNG DER EINFLUSSFAKTOREN

Eine abschließende Betrachtung der erforderlichen Sicherheitsfaktoren ist an dieser Stelle nicht möglich. Alternativ soll untersucht werden, inwieweit das gewählte Berechnungsverfahren auf Streuungen der Eingabewerte reagiert, und inwiefern hier ein gutmütiges oder überkritisches Verhalten beobachtet werden kann.

Bezüglich der erforderlichen Geometrieabmessungen ist es sicher ausreichend, davon auszugehen, dass diese deterministisch sind und vernachlässigbar variieren. Die aufnehmbare äußere Last  $V_E$  ist das Ziel der Berechnung und muss somit ebenfalls nicht als unabhängiger Parameter berücksichtigt werden. Die zusätzlichen äußeren Beanspruchungen  $M_E$  und  $F_E$  beeinflussen die Berechnung der aufnehmbaren äußeren Last  $V_E$  und müssten somit streng genommen als streuende Größe untersucht werden.

An dieser Stelle wird die Untersuchung aber auf die Materialeigenschaften des Betons und der Modellparameter beschränkt. Als Materialeigenschaften des Betons werden in der Berechnung die einaxiale Betondruckfestigkeit  $f_c$  und der E-Modul  $E_c$  verwendet, wobei letzterer immer auf  $f_c$  zurückgeführt wird. Beide Größen werden im Versuch beobachtet und können für die einzelnen Versuche relativ genau angegeben werden. Die Betonzugfestigkeit wird nicht erfasst und spielt bei der Lastübertragung vor dem Dübel und vor der Stirn eine mehr untergeordnete Rolle, da hier mehraxiale Druckspannungszustände das Geschehen bestimmen. Bezüglich der Zugankerausbruchlasten ist diese Größe aber nicht zu vernachlässigen. Dies ist aber nicht Gegenstand der Arbeit. Der Zuganker wird nach den entsprechenden Vorschriften und Forschungsarbeiten berechnet und dimensioniert. Als Modellparameter in der Berechnung werden eingeführt:

- der Mehraxialfaktor
- die Ankerkopfverschiebung
- die Reibung

Der Mehraxialfaktor ist hier ein mehr empirisch eingeführter Wert, der je nach verwendetem Beton stärkeren Streuungen ausgesetzt ist. Untersuchungen zur mehraxialen Festigkeitssteigerung finden sich in Arbeiten von CURBACH [10], [11] oder [19] und OPITZ [69], um nur einige zu nennen. Mittels Kalibrierung des Berechnungsergebnisses zu Versuchsergebnis wird der Wert der Festigkeitssteigerung auch hier bestätigt. Als streuende Größe wird er nicht berücksichtigt. Den Haupteinflussfaktor stellt hier sicher die herrschende Betondruckfestigkeit dar. Die Betonzugfestigkeit ist zwar für die Einleitung des Bruches unmittelbar verantwortlich, wird für die Nachrechnung aber voll korreliert zur Betondruckfestigkeit angesehen. Ähnlich den Ansätzen zur Stützenbemessung wird sie mehr auf der konservativen Seite angesetzt. Somit muss die Betonzugfestigkeit hier nicht weiter berücksichtigt werden. Explizit taucht dieser Wert in der Nachrechnung nicht auf, sondern wird, wie gesagt, voll korreliert indirekt über die Betondruckfestigkeit berücksichtigt.

Somit bleiben als streuende unkorrelierte Größen:

- Einaxiale Betondruckfestigkeit  $f_c$
- die Ankerkopfverschiebung  $\Delta l_{\text{Kopf}}$
- und die Reibung  $\mu$

Die wichtigsten Quellen für die Streuungen der Betoneigenschaften sind die Eigenschaften der einzelnen Komponenten, die wiederum einer Streuung ausgesetzt sind. Hierzu gehören sowohl Streuungen in der Zusammensetzung der einzelnen Komponenten wie auch zufällige Einflüsse während des Mischungsvorganges, des Trans-

portes, des Einbaus und die herrschenden Verhältnissen nach dem Einbau – wie die Nachbehandlung. Nach SPAETHE [87][86] kann für die Druckfestigkeit im mittleren und höheren Festigkeitsbereich, der hier untersucht wird, mit einer konstanten Standardabweichung und in den unteren Festigkeitsbereichen mit einem konstanten Variationskoeffizienten gerechnet werden. Für die Abgrenzung der beiden Bereiche werden nach MIRZA [67] Werte angegeben. Für die hier interessierende Genauigkeit soll aber eine Gültigkeit für den gesamten Bereich der untersuchten Betonfestigkeiten unterstellt werden.

Entscheidend für die statistischen Parameter der Verteilung der Druckfestigkeit ist die Qualität der Fertigung und der Kontrolle. Nach SPAETHE [87] kann für die Druckfestigkeit des Betons bei einer Herstellung im Betonwerk mit guten Ausgangsstoffen, geschultem Personal und einwandfreier Fertigungskontrolle ein Variationskoeffizient zwischen 0,125 und 0,20 angesetzt werden. Die Standardabweichung liegt dann zwischen 2,5 und 4,0. Für diese Untersuchung wird die Standardabweichung mit 3,0 angenommen. Für die Verteilung der Betondruckfestigkeit wird in Übereinstimmung mit der Mehrzahl der Autoren als beste Annahme zur Darstellung der Verteilung der Betondruckfestigkeit eine Normalverteilung unterstellt. RÜSCH u. a. [81][80] fanden z. B. bei 829 untersuchten Stichproben in 92,8 % der Fälle eine Normalverteilung.

Bei der Betonzugfestigkeit und dem E-Modul kann eine etwas größere Variation unterstellt werden, es kann jedoch immer eine Normalverteilung der Werte als hinreichend genau angenommen werden. Dieser Verteilungstyp soll im Weiteren auch verwendet werden. Die Diskussion um den „richtigen“ oder auch nur „mehr zutreffenden“ Verteilungstyp soll anderen Arbeiten überlassen bleiben.

Bezüglich der Reibung und der beobachteten Ankerkopfverschiebung liegen keine gesicherten Werte vor, jedoch wird auch hier eine Normalverteilung in Ansatz gebracht und der Variationskoeffizient etwas größer gewählt.

Für die statistische Auswertung wird die Berechnung mit Stichproben realisiert. Durchgeführt wird eine Monte-Carlo-Simulation. Die Stichproben werden über jeweils 1000 Pseudozufallszahlen ermittelt, wobei die Zufallszahlen mit Standardsoftware erzeugt werden. Die Zufallszahlen werden für jede Variable und jede Berechnung neu generiert. Die angesetzten statistischen Parameter sind in der Tabelle 15 wiedergegeben. Die Mittelwerte und Standardabweichungen gelten für alle Berechnungen. Die angegebenen maximalen und minimalen Werte entstammen einem exemplarischen Bereich und sollen zur Kontrolle der Wertebereiche dienen.

Beispielsweise werden diese Parameter auf die Nachrechnung der Versuche 3.1 und 3.2 angewendet und dargestellt (Parameter, siehe Tabelle 3).

| Versuch<br>nach Tabelle 3 |                   |                      | Mittelwert | Standardab-<br>weichung | Minimaler<br>Wert | Maximaler<br>Wert |
|---------------------------|-------------------|----------------------|------------|-------------------------|-------------------|-------------------|
| 3.1                       | $f_{ck}$          | [N/mm <sup>2</sup> ] | 35,80      | 3,00                    | 25,52             | 45,59             |
|                           | $\mu$             | [-]                  | 0,20       | 0,05                    | 0,04              | 0,37              |
|                           | $\Delta l_{Kopf}$ | [mm]                 | 0,20       | 0,03                    | 0,09              | 0,30              |
| 3.2                       | $f_{ck}$          | [N/mm <sup>2</sup> ] | 36,30      | 3,00                    | 27,2              | 44,8              |
|                           | $\mu$             | [-]                  | 0,20       | 0,05                    | 0,03              | 0,35              |
|                           | $\Delta l_{Kopf}$ | [mm]                 | 0,20       | 0,03                    | 0,11              | 0,29              |
| 12.1                      | $f_{ck}$          | [N/mm <sup>2</sup> ] | 51,40      | 3,00                    | 43,5              | 60,7              |
|                           | $\mu$             | [-]                  | 0,20       | 0,05                    | 0,17              | 0,36              |
|                           | $\Delta l_{Kopf}$ | [mm]                 | 0,20       | 0,03                    | 0,11              | 0,30              |
| 12.2                      | $f_{ck}$          | [N/mm <sup>2</sup> ] | 51,80      | 3,00                    | 41,5              | 60,3              |
|                           | $\mu$             | [-]                  | 0,20       | 0,05                    | 0,06              | 0,35              |
|                           | $\Delta l_{Kopf}$ | [mm]                 | 0,20       | 0,03                    | 0,12              | 0,30              |

Tabelle 15: Statistische Parameter 3.1/2 und 12.1/2.

|  |               | Mittel-<br>wert | Standard-<br>abweichung | Minimaler<br>Wert | Maximaler<br>Wert |
|--|---------------|-----------------|-------------------------|-------------------|-------------------|
|  |               | [kN]            | [-]                     | [kN]              | [kN]              |
| <b>3.1</b> bei<br>$f_c$ , $\mu$ und $\Delta l_{Kopf}$  | $V_{E,ges,u}$ | 1013,1          | 85,2                    | 735,0             | 1289,2            |
|  | $V_{E,Base}$  | 600,7           | 38,9                    | 468,3             | 724,5             |
| <b>3.1</b> bei<br>nur $f_c$                            | $V_{E,ges,u}$ | 1013,0          | 85,2                    | 720,8             | 1252,7            |
|  | $V_{E,Base}$  | 600,8           | 39,1                    | 462,9             | 709,1             |
| <b>3.1</b> bei<br>$f_c$ und $\Delta l_{Kopf}$          | $V_{E,ges,u}$ | 1014,1          | 85,4                    | 724,8             | 1251,4            |
|  | $V_{E,Base}$  | 601,1           | 39,2                    | 463,1             | 707,9             |
| <b>3.1</b> bei<br>$f_c$ und $\mu$                      | $V_{E,ges,u}$ | 1014,0          | 86,5                    | 718,2             | 1313,4            |
|  | $V_{E,Base}$  | 601,4           | 39,4                    | 460,2             | 727,6             |
| <b>3.2</b> bei<br>$f_c$ , $\mu$ und $\Delta l_{Kopf}$  | $V_{E,ges,u}$ | 1087,5          | 94,2                    | 809,2             | 1343,2            |
|  | $V_{E,Base}$  | 538,9           | 34,8                    | 436,7             | 634,0             |
| <b>3.2</b> bei<br>nur $f_c$                            | $V_{E,ges,u}$ | 1091,0          | 91,3                    | 779,4             | 1349,3            |
|  | $V_{E,Base}$  | 539,9           | 34,1                    | 422,1             | 635,8             |
| <b>12.1</b> bei<br>$f_c$ , $\mu$ und $\Delta l_{Kopf}$ | $V_{E,ges,u}$ | 1458,3          | 90,1                    | 1215,1            | 1760,8            |
|  | $V_{E,Base}$  | 714,6           | 48,4                    | 580,6             | 885,2             |
| <b>12.1</b> bei<br>nur $f_c$                           | $V_{E,ges,u}$ | 1467,2          | 85,1                    | 1151,5            | 1756,5            |
|  | $V_{E,Base}$  | 746,2           | 34,0                    | 619,9             | 861,4             |
| <b>12.2</b> bei<br>$f_c$ , $\mu$ und $\Delta l_{Kopf}$ | $V_{E,ges,u}$ | 1690,7          | 109,1                   | 1385,8            | 2005,3            |
|  | $V_{E,Base}$  | 715,8           | 37,9                    | 606,6             | 826,9             |
| <b>12.2</b> bei<br>nur $f_c$                           | $V_{E,ges,u}$ | 1694,9          | 101,4                   | 1373,0            | 2031,2            |
|  | $V_{E,Base}$  | 716,5           | 35,5                    | 604,0             | 835,5             |

Tabelle 16: Ergebnisse der Berechnung mit statistischen Parametern 3.1/2 und 12.1/2



Die Versuche 3.1 und 3.2 beinhalten einen weniger steifen 8-cm-Dübel, der ein typisches Bruchverhalten gezeigt hat. Vergleichend wird die Berechnung für die Versuche 12.1 und 12.2 (steifer 8-cm-Dübel) durchgeführt und in Tabelle 16 aufgeführt.

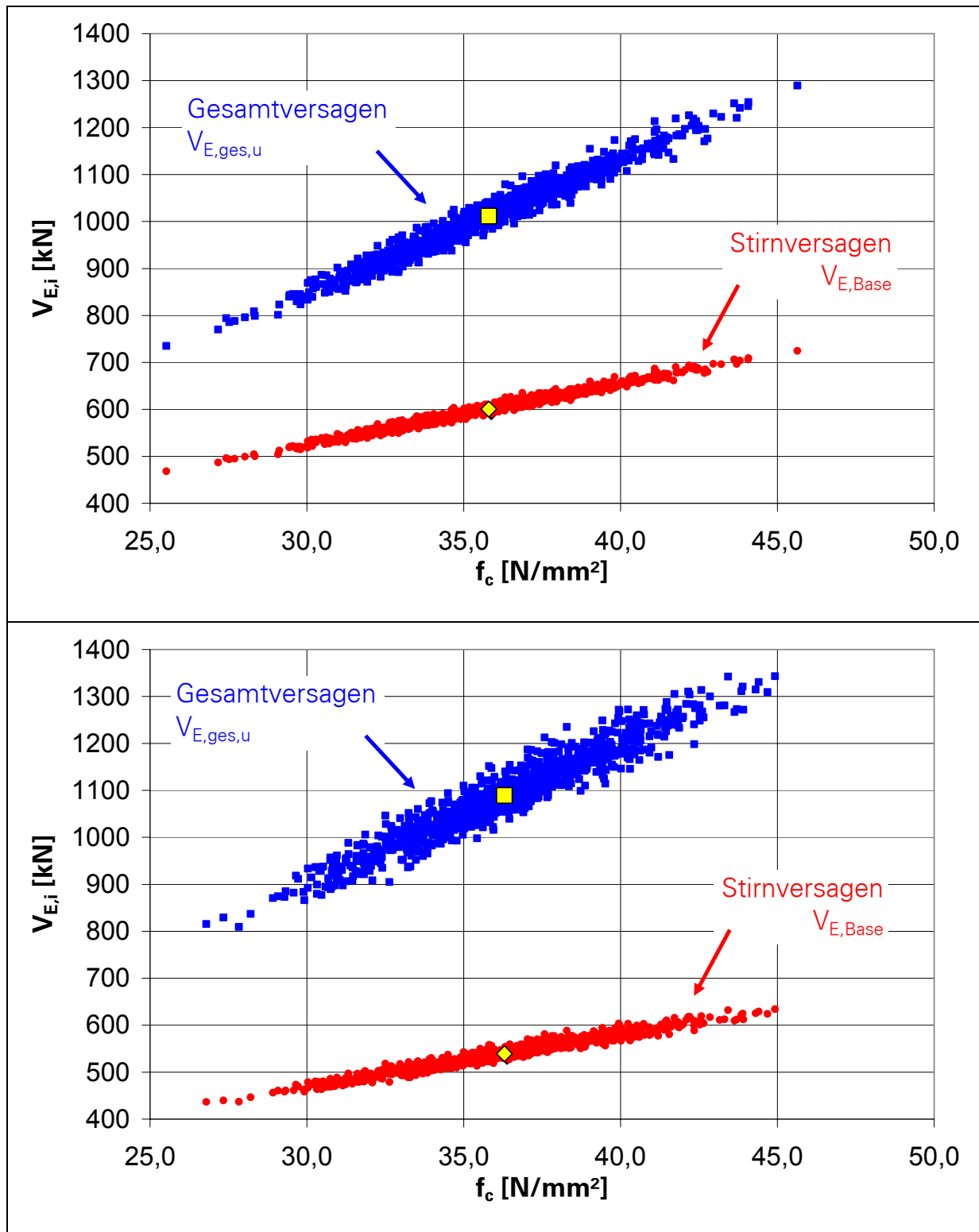
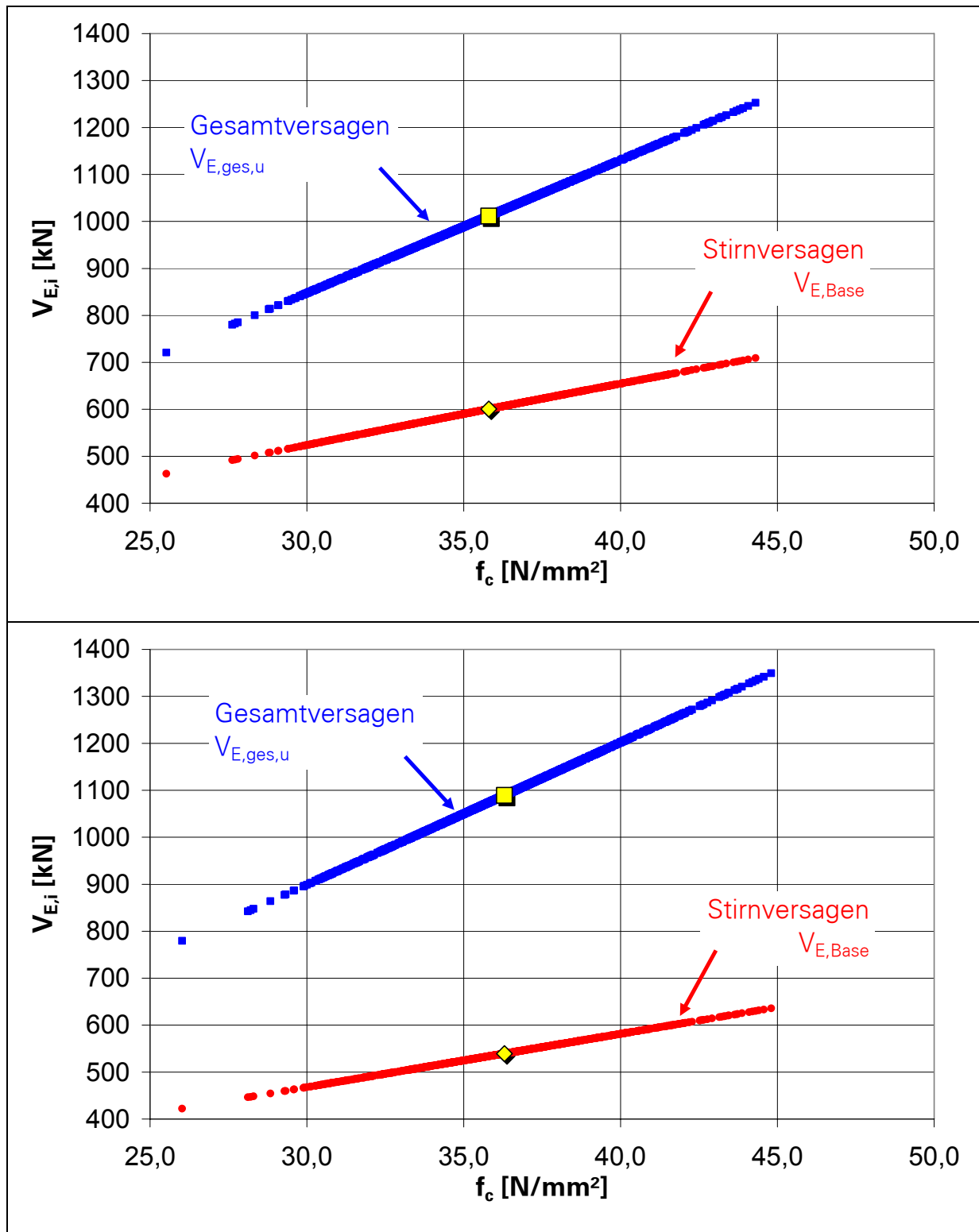


Bild 121: 3.1 und 3.2 mit Streuung nach Tabelle 15 in  $f_c$ ,  $\mu$  und  $\Delta L_{Kopf}$ .

Fig. 121: 3.1 and 3.2 with leakage to Tabelle 15 in  $f_c$ ,  $\mu$  and  $\Delta L_{Kopf}$ .

Bild 122: Streuung nur in der Hauptvariablen  $f_c$  für 3.2 und 12.2Fig. 122: Leakage only in the main variable  $f_c$  for 3.2 und 12.2

Für die Versagensarten Bruch des Betons vor der Stirnplatte –  $V_{KS}$  oder  $V_{E,Base}$  – und dann Bruch des Betons vor dem Dübel – Gesamtversagen  $V_{ges}$  oder  $V_{E,ges,u}$  – ergeben sich dann Werteverteilungen nach Bild 121 und Bild 122. Hierbei findet nach dem Bruch des Betons vor der Stirnseite der Grundplatte eine vollständige Lastumlagerung auf den Beton vor dem Dübel statt, bevor dann auch der Beton vor dem Dübel nach einer weiteren Laststeigerung bricht. In den Bildern werden die beiden Versagenslasten über die zugrunde gelegte streuende Betondruckfestigkeit dargestellt. Die Systeme 3.1 und 3.2 unterscheiden sich bezüglich der mittleren Betondruckfestigkeit entsprechend Tabelle 15 – angesetzt wie im Versuch ermittelt – und hauptsächlich in der eingesetzten Länge des Zugankers, also der Zugankersteifigkeit. Der gemessene E-Modul wird hier nicht berücksichtigt, sondern es wird eine vollständige Korrelation zu  $f_c$  nach DIN 1045-1 angesetzt.

In der statistischen Auswertung nach Tabelle 16 macht sich das Ansetzen der streuenden Größen für die Ankerkopfverschiebung und die Reibung kaum bemerkbar. Mit den Berechnungen, in denen nur die Betondruckfestigkeit entsprechend dem Ansatz nach Tabelle 15 variiert wird, ergeben sich quasi die gleichen Beschreibungsparameter der Ergebnisdatensätze. Lediglich die Anordnung unterscheidet sich. Für den Fall, dass nur die Betondruckfestigkeit variiert wird, reduzieren sich die Ergebniswolken nach Bild 121 zu Ergebnisgeraden nach Bild 122. Dieses Verhalten ist einsichtig.

Betrachtet man die in den untersuchten Bereichen aufgetretenen minimalen und maximalen Werte, so fällt auf, dass sich diese so gut wie nicht unterscheiden. Die Werte variieren im gleichen Bereich, ob nun lediglich  $f_c$  als streuende Größe eingesetzt wird, oder ob alle Größen streuend angesetzt werden. Die Untersuchungen zeigen, dass die Streuung des Reibungsbeiwertes und der Kopfverschiebung einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Streuung der Dübelfestigkeit oder der Dübelbeanspruchbarkeit haben. Damit ist es möglich, die Parameter Ankerkopfverschiebung und Reibung als diskrete Größen zu betrachten. Es ist also für die Qualität des Ergebnisses hinreichend, lediglich die Betondruckfestigkeit streuen zu lassen.

Für die Wahl des Sicherheitsbeiwertes und des Sicherheitskonzeptes ist es somit ausreichend, sich auf die Betrachtung der Betondruckfestigkeit zu beschränken. Für diese können dann die üblichen Sicherheitsbeiwerte übernommen werden, da hier keine besonderen Bedingungen vorliegen.

## 8.2 BETRACHTUNGEN ZUM SICHERHEITSKONZEPT

Es soll hier versucht werden, dem Aufbau der neuen DIN 1045-1 als Mitglied einer neuen Normengeneration zu entsprechen. Diese Normengeneration versucht, das Konzept der Teilsicherheitsfaktoren mehr oder weniger durchgehend umzusetzen. Das heißt, jeder streuenden Eingangsgröße wird ein eigener Teilsicherheitsfaktor zugeordnet, der die „Sicherheit“ der Größe abschätzt. Im Weiteren lehnt sich das hier gewählte Vorgehen eng an die Arbeiten, Analysen und Vorschläge von PROSKE [74] an.

Der Berechnung der Einbauteile liegt eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung zugrunde, wie sie typisch ist für die Berechnung von komplexen Systemen mit der Methode der Finiten Elemente. De facto werden zwar einfache Gleichungen und physikalische Zusammenhänge für die Berechnung angegeben, diese wurden aber anhand der FEM Berechnungen hergeleitet und verifiziert. Bezüglich der Wahl der Teilsicherheitsfaktoren sollte also das Vorgehen der DIN 1045-1 bei der Anwendung nichtlinearer Schnittgrößenermittlungen für die Bemessung von Stahlbeton berücksichtigt werden. Allerdings werden hier die Grenzen des Konzeptes der Teilsicherheitsfaktoren deutlich. Insbesondere EIBL [36], [37] hat darauf hingewiesen, dass bei einer nichtlinearen Berechnung aus der rechnerischen Abminderung der Festigkeit eines Materials durch den Teilsicherheitsfaktor nicht zwangsläufig eine Sicherheits-erhöhung für die Traglast des Bauteiles hergeleitet werden kann. Ähnliche Überlegungen und Feststellungen findet man auch bei TUE [89]. Der Sicherheitsfaktor sollte sich vielmehr auf die Traglast beziehen, da Umlagerungen durch die nichtlineare Berechnung realitätsnah abgebildet werden. Dies bedingt aber wiederum, dass realitätsnahe Stoffgesetze und Materialeigenschaften verwendet werden, was nach Anwendung der Teilsicherheitsfaktoren auf der Materialseite nicht mehr gegeben ist. Das Konzept der Teilsicherheitsfaktoren auf der Materialseite sollte somit aufgegeben werden. Die direkte Zuordnung zu den Materialeigenschaften kann sich als unsicher erweisen. Die DIN 1045-1 führt unter Abschnitt 5.2 (2) b deshalb einen Sicherheitsfaktor  $\gamma_R$  für den durch die nichtlineare Berechnung ermittelten Tragwiderstand ein:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}) \quad (9.1)$$

Zum Vergleich ist die Formulierung für den Widerstand bei linearelastischer Schnittgrößenermittlung in der DIN 1045-1, 5.2 (2) a angegeben:

$$R_d = R \left( \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \frac{f_{yk}}{\gamma_s}; \frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s}; \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}; \frac{f_{pk}}{\gamma_s} \right) \quad (9.2)$$

Im untersuchten Fall der Einbauteile existiert nur ein Baustoff, der unbewehrte druckbeanspruchte Beton vor den lastübertragenden Flächen der Einbauteile, der für diese Sicherheitsbetrachtung interessant ist. Wie bereits dargestellt, ist ein Versagen des Stahles bzw. des/der Zuganker nicht von Interesse und wird hier ausgeklammert. (Für diese Bauteile wird auf die übliche Bemessung und Nachweisführung zurückgegriffen). In der Arbeit von PROSKE [74] liegt prinzipiell ein ähnliches Problem vor, er untersuchte ebenfalls ein System mit einem maßgebenden Material, in seinem Fall den Beton oder Stein eines Bogentragwerkes. Reduziert man die Gleichung (9.1) auf ein Material, ergibt sich bei einer nichtlinearen Berechnung:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_c) \quad (9.3)$$

Diese Schreibweise darf gemäß den oben erwähnten Überlegungen von EIBL nicht dazu verleiten, den Sicherheitsfaktor  $\gamma_R$  auf das nichtlineare Stoffgesetz anzuwenden. Es gilt:

$$\frac{1}{\gamma_R} R(f_c) \neq R\left(\frac{f_c}{\gamma_R}\right) \quad (9.4)$$

PROSKE führt aus, dass eine Veränderung der Betondruckfestigkeit und damit der Spannungs-Dehnungs-Linie durch den Sicherheitsfaktor zu einem anderen Tragverhalten führt. Die DIN 1045-1 folgt dieser Vorstellung nur zum Teil, denn sie verzerrt die Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton bewusst, um die Unabhängigkeit des Sicherheitsfaktors  $\gamma_R$  von der Art des Versagens (Versagen mit oder ohne Vorankündigung) zu erreichen. Dieser einheitliche Sicherheitsfaktor  $\gamma_R$  wird durch die Verwendung des Mittelwertes der Stahlfestigkeit und durch die Einführung eines rechnerischen Mittelwertes  $f_{cR}$  der Betondruckfestigkeit gemäß DIN 1045-1, Abs. 8.5.1 (4) realisiert:

$$\begin{aligned} f_{cR} &= 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck} \\ f_{yR} &= 1,1 \cdot f_{yk} \end{aligned} \quad (9.5)$$

Bei genauer Betrachtung der Gleichung fällt auf, dass der rechnerische Mittelwert  $f_{cR}$  unterhalb des 5%-Fraktilwertes liegt. Das entspricht zunächst nicht den Grundlagen der Statistik. Die physikalische Begründung für diesen Effekt ist die Veränderung der Grundgesamtheit des Betons. Für den Beton auf der Baustelle wird eine geringere Festigkeit im Vergleich zu den unter Laborbedingungen gelagerten Probekörpern (KÖNIG/AHNER/TUE [53][73], AHNER/TUE [1]) angenommen. Es sei an dieser Stelle aber noch einmal direkt darauf hingewiesen, dass das Ziel der Einführung des rechnerischen Mittelwertes  $f_{cR}$  allein ein verfahrenstechnisches ist, nämlich den Sicherheitsfaktor  $\gamma_R$  konstant zu halten.

Dieses Ziel geben EIBL [36] und SIX [86] auf. Sie schlagen vor, mit unverzerrten mittleren Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Beton und den Stahl zu arbeiten und als realitätsnahe Materialwerte statistische Mittelwerte zu wählen:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_{cm}; f_{ym}) \quad (9.6)$$

mit:

$$f_{cm} = 1,1 \cdot f_{ck}$$

$$f_{ym} = 1,1 \cdot f_{yk}$$

Übrigens folgt auch die DIN 1045-1, im Abschnitt 8.6.1 (7), bei der nichtlinearen Berechnung nach Theorie II. Ordnung nicht mehr dem Konzept von  $f_{cR}$ , wie PFEIFFER und QUAST in [73] erwähnen.

Um Angaben über den Sicherheitsfaktor  $\gamma_R$  in Abhängigkeit von der Versagensart (Versagen mit und ohne Vorankündigung) zu erhalten, wurden von verschiedenen Autoren probabilistische Berechnungen durchgeführt. EIBL [37] gibt für Durchlaufträger, bei denen primär ein duktiles Versagen auftritt, nach derartigen Rechnungen  $\gamma_{R,ductile} = 1,30$  an. Interessanterweise stimmt dieser Wert gut mit dem Teilsicherheitsfaktor von Stahl überein, da sich aus der Erhöhung des Fraktilwertes zum Mittelwert von 1,1 für den Sicherheitsfaktor  $\gamma_R = 1,1 \cdot \gamma_s = 1,1 \cdot 1,15 = 1,27 \approx 1,30$  ergibt. Bei einem Versagen, welches maßgebend durch die Betoneigenschaften geprägt wird, ergab sich etwa  $\gamma_{R,brittle} = 1,70$  [37]. Auch dieser Wert lässt sich auf den Teilsicherheitsfaktor von Beton zurückführen  $\gamma_R = 1,1 \cdot \gamma_c = 1,1 \cdot 1,50 = 1,65 \approx 1,70$ . Im Korridor zwischen rein duktilem Versagen und rein sprödem Versagen ist eine Abstufung des Sicherheitsfaktors vergleichbar mit der alten DIN 1045 [30] sinnvoll. SIX [86] hat durch umfangreiche Berechnungen für stabilitätsgefährdete Bauteile den folgenden Zusammenhang entwickelt:

$$\gamma_{R,brittle} = 1,1 \cdot \gamma_c \cdot \left( \frac{\rho_{tot}}{\rho_0} \right)^{-0,085 \rho_2 / \rho_1} \quad \text{mit } \rho_0 = 1\% \quad (9.7)$$

Für unbewehrten Beton ergibt sich in Anlehnung an Six etwa ein Wert von 1,8 [86].

Für die Berechnung des unbewehrten Betons können vier Varianten angesetzt werden:

| Variante | $\gamma_R$  | $f_c$                            | nach                        |
|----------|---|----------------------------------|-----------------------------|
| I.       | 1,3   | $0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$ | DIN 1045-1                  |
| II.      | $0,85 \cdot \gamma_c = 0,85 \cdot 1,80 = 1,53 \approx 1,50$ | $0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$ | Anlehnung an DIN 1045-1     |
| III.     | 1,8 ( $\gamma_c$ )  | $f_{cm}$                         | Anlehnung an Eibl und Six   |
| IV.      | 1,61-1,79   | $f_{cm}$                         | Probabilistische Berechnung |

Tabelle 17: Varianten zur Berechnung unbewehrten Betons

PROSKE wendete die Verfahren II. bis IV. an. Es zeigte sich, dass die Manipulation der Spannungs-Dehnungs-Linie einen deutlichen Einfluss auf die rechnerische Tragfähigkeit des Bogens besitzt. Aus seiner Sicht empfiehlt er für die Nachrechnung von historischen Betonbögen die Verwendung eines  $\gamma_R = 1,8$  und eines versuchstechnisch bestimmten  $f_{cm}$ , und bestätigt diesen Wert durch eigene probabilistische Berechnungen. Der Sicherheitsfaktor lag bei PROSKE in Abhängigkeit vom Modell und den gewählten statistischen Eingangsparametern zwischen 1,61 und 1,79.

Die vier genannten Vorgehensweisen lassen sich auf die beiden bisher vorgestellten Verfahren, konstanter Sicherheitsfaktor  $\gamma_R$  und modifizierte charakteristische Festigkeit bzw. veränderlicher Faktor  $\gamma_R$  und die Wahl von Mittelwerten als charakteristische Festigkeit, zurückführen. Beide Verfahren sind denkbar. Prinzipiell ist die freie Verschiebung von Sicherheiten zwischen charakteristischen Werten und Sicherheitsfaktoren möglich, da beide Elemente gemeinsam dazu dienen, die erforderliche Sicherheit zu erbringen. Fraktilwerte als charakteristische Werte sind in der Norm bekanntlich gerade so gewählt, dass man im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keine Sicherheitsfaktoren benötigt. Rein theoretisch hätte man auch andere charakteristische Werte wählen können, die dann dazu führen, dass man unterschiedliche Sicherheitsfaktoren für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit benötigt. Bei nichtlinearen Berechnungen sind die Auswirkungen der Aufteilung der Sicherheit in charakteristische Werte und Teilsicherheitsfaktoren schwer abschätzbar.

### 8.3 ANWENDUNG VON KORREKTURFAKTOREN

Wie bereits erwähnt, handelt es sich hier um eine vom Wesen her nichtlineare Berechnung. Grundlage für die Nachrechnung sind die Versuchswerte. Hier wird für jeden Versuchskörper die Betondruckfestigkeit als Mittelwert bestimmt. Gemessen wird  $\beta_w$  am 15 cm-Würfel. Dieser Wert wird mit den bekannten Formeln, CURBACH/SCHLÜTER [7], auf die der neuen DIN 1045-1 zugrunde liegenden Zylinderdruckfestigkeit umgerechnet. Damit wird die Berechnung prinzipiell mit einem Mittelwert der Betondruckfestigkeit durchgeführt. Aus historischen Gründen wird dieser Mittelwert aber als charakteristischer Wert der Nachrechnung zugrunde gelegt, wobei durchgängig die Mittelwertfestigkeit um 8 N/mm<sup>2</sup> abgemindert wird, um die charakteristische Festigkeit zu erhalten. Solange man den Gültigkeitsbereich der DIN 1045-1 nicht verlässt, gilt:

$$\begin{aligned} f_{cm} &= f_{ck} + 8 & [\text{N/mm}^2] \\ f_{ck} &= f_{cm} - 8 & [\text{N/mm}^2] \end{aligned} \quad (9.8)$$

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} & \text{bis C50/60} \\ f_{ctm} &= 2,12 \cdot \ln(1 + f_{cm}/10) & \text{ab C55/67} \\ E_{cm} &= 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} & [\text{N/mm}^2] \end{aligned} \quad (9.9)$$

Obwohl in der Berechnung als ein Ausgangswert die charakteristische Betondruckfestigkeit angesetzt wird, erhält man als Ergebnis den Mittelwert der aufnehmbaren horizontalen Beanspruchung  $V_E$ , also  $V_{E,m}$ . Der dem Verhältnis Mittelwert zu charakteristischer Festigkeit innewohnende Korrekturfaktor ist im Rechensystem nicht vorhanden und muss noch explizit berücksichtigt werden. Für eine Bemessung ist dann der zulässige Designwert erforderlich. Damit kann die klassische Bemessung nach Gleichung (9.10) durchgeführt werden.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \text{ oder hier } V_{E,d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot V_{E,m} \quad (9.10)$$

Der charakteristische Wert der horizontalen Beanspruchung kann nach Gleichung (9.11) aus dem Mittelwert abzüglich der 1,645-fachen Standardabweichung ermittelt werden. Die Standardabweichung ist für die vorliegenden Versuche aber nicht bekannt, da einfach zu wenig vergleichbare Stichproben vorliegen. Da aber, wie oben gezeigt, die Versuchswerte, wie auch die Nachrechnenwerte, maßgeblich durch die Betondruckfestigkeit bestimmt werden, liegt es nahe, sich den fehlenden Wert mit Blick auf die Betondruckfestigkeit zu holen. Es wird angenommen, dass das Ver-



hältnis der Mittelwerte zu den charakteristischen Werten für die Betondruckfestigkeit auch für die aufnehmbare horizontale Beanspruchung  $V_E$  angewendet werden darf. Für übliche Betondruckfestigkeiten ist dieses Verhältnis in Tabelle 18 aufgelistet.

$$\gamma = \frac{V_{E,k}}{V_{E,d}} \quad (9.11)$$

$$V_{E,k} = V_{E,m} - 1,645 \cdot \sigma(s)$$

$$\frac{f_{cm}}{f_{ck}} = \frac{V_{E,m}}{V_{E,k}} \quad (9.12)$$

|   | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $f_{ck}$  | 20     | 25     | 30     | 35     | 40     | 45     | 50     |
| $f_{ck,cube}$                                     | 25     | 30     | 37     | 45     | 50     | 55     | 60     |
| $f_{cm}$  | 28     | 33     | 38     | 43     | 48     | 53     | 58     |
| $\frac{f_{cm}}{f_{ck}} = \frac{V_{E,m}}{V_{E,k}}$ | 1,40   | 1,32   | 1,27   | 1,23   | 1,20   | 1,18   | 1,16   |

Tabelle 18: Verhältniswerte der mittleren charakteristischen Betonfestigkeiten zu der Betonfestigkeit

$$V_{E,d} = \frac{V_{E,m}}{\gamma} \quad (9.13)$$

Gesucht ist dann letztlich ein Sicherheitsbeiwert nach Gleichung (9.13), um den berechneten Mittelwert der horizontalen Beanspruchbarkeit in einen Designwert überführen zu können. Man setzt nun die relevanten Werte nach DIN 1045-1 – Gleichung (9.14) – an, und der gesuchte Sicherheitsbeiwert  $\gamma$  nach Gleichung (9.15) ermittelt sich zu:

$$\begin{aligned} \gamma_c &= 1,5 && \text{für bewehrten Beton} \\ \gamma_c &= 1,8 && \text{für unwehrten Beton} \\ \gamma_c' &= \frac{1}{1,1 - \frac{f_{ck}}{500}} \geq 1,0 && \text{ab C55/67} \\ \alpha &= 0,85 \end{aligned} \quad (9.14)$$

$$\gamma = \frac{f_{cm}}{f_{ck}} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_c' \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (9.15)$$

|                           | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 |
|---------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\gamma_{(\gamma_c=1,5)}$ | 2,471  | 2,329  | 2,235  | 2,168  | 2,118  | 2,078  | 2,047  |
| $\gamma_{(\gamma_c=1,8)}$ | 2,965  | 2,795  | 2,682  | 2,602  | 2,541  | 2,494  | 2,456  |

Tabelle 19: Faktoren  $V_{E,d} = V_E / \gamma$ .

Für einige in Frage kommende Betondruckfestigkeitsklassen ist der so errechnete Beiwert in Tabelle 19 aufgelistet.

Es stellt sich die Frage, inwieweit für die Versuche der etwas konservativere Sicherheitsbeiwert für unbewehrten Beton eingesetzt werden sollte, oder ob aufgrund der Gutmütigkeit der Befestigungssysteme nicht der geringere Wert für bewehrten Beton auch bei diesem Druckfestigkeitsproblem ansetzbar ist. Prinzipiell könnte man den in den Einbauteilen immer erforderlichen Zuganker von der Wirkungsweise hier als „Bewehrung“ im Sinne der Definition der Sicherheitsfaktoren nach DIN 1045-1 werten.

Weiterhin ist der Ansatz der „Dauerstandfestigkeit“ mit dem Wert 0,85 noch zu hinterfragen.

Insgesamt erscheint es durchaus sinnvoll, den Verhältniswert  $\gamma$  mit 2,2 festzulegen, also einem mittleren Wert aus der ersten Zeile der Tabelle 19.

## 9 FAZIT ZUR TRAGWIRKUNG – AUSBLICK

Die hier dargestellten Einbauteile mit flächigem Schubdübel sind gut geeignet, große oberflächenparallele Lasten in einen Betongrund einzuleiten. Die in den Versuchen gewählte Ausbildung mit in den Beton eingreifender Grundplatte ermöglicht der Konstruktion 2 verschiedene und in der Lastabtragung voneinander unabhängige Lastübertragungsmechanismen. Durch geschickte Dimensionierung der beiden Lastübertragungsmechanismen ist es möglich, das Versagen des Systems oder das Erreichen einer als kritisch angesehenen Laststufe durch eine deutliche Betonabspaltung vor der Grundplatte anzukündigen. Dies und das verhältnismäßig duktile Versagen der Lastübertragung vor dem eigentlichen Dübel macht die Einbauteile in der Praxis berechenbar und gibt dem Anwender eine Kontrollmöglichkeit der Befestigung.

Der Vorteil der Lasteinleitung mit Schubdübelkonstruktionen liegt darin begründet, dass die Lastübertragung in den Beton einzelnen spezialisierten Konstruktionselementen zugewiesen wird. Beim herkömmlichen Dübel soll vornehmlich eine axiale Zugkraft in den Ankergrund eingeleitet werden. Diesem Lastabtrag entspricht die Ausbildung als Verbundanker. Die axiale Last wird über eine Verbundlänge in den Ankergrund eingeleitet. Je nach Dübelart fällt diese Verbundlänge unterschiedlich aus und kann durch Ausbilden eines Formschlusses, wie er bei Hinterschnittankern erzeugt wird, minimiert oder sogar eliminiert werden. Werden diese zugbeanspruchten Ankerbolzen noch zusätzlich durch eine Querkraft beansprucht, so wird das Ankerbolzenmaterial einer ungünstigeren Beanspruchung unterworfen. Die bisherige Normalbeanspruchung wird mit einer Schubbeanspruchung kombiniert, für die dann die zulässigen Spannungen erheblich geringer anzusetzen sind.

Noch ungünstiger sind die Auswirkungen auf den Beton des Ankergrundes. Erzeugt die Lasteinleitung über Verbund noch eine verhältnismäßig gleichmäßige und verteilte Spannungsverteilung im Beton, so ist dies bei einer kombinierten Normalkraft-Querkraft-Beanspruchung bei weitem nicht mehr der Fall. Aufgrund der Biegelinie im Ankerbolzen liegt dieser am oberen Lochrand an und erzeugt hier lokale Beanspruchungen mit den zugehörigen Spannungsspitzen. Erst ein Nachgeben des Ankergrundes an dieser hochbelasteten Stelle kann größere Bereiche an der Lastabtragung beteiligen. Aufgrund der geringen Zugfestigkeit ist Beton kein idealer Baustoff für diese Art der Beanspruchung, die eine Kombination aus Lochleibungspressung und Biegebeanspruchung darstellt. Diese ungünstige Beanspruchung des Ankergrundes wird auch nicht umgangen, wenn mehrere Bolzendübel zu einem Befestigungssystem zusammengefasst werden, wie es bei den üblichen Ankerplatten mit 4 oder mehr Kopfbolzendübeln ausgeführt wird.

Eine deutliche Laststeigerung ist erst möglich, wenn man den Bolzenschaft von der Querkraftübertragung befreit und diese einem flächigen Bauteil, der Stirn der Grundplatte und/oder dem Schubdübel zuweist.

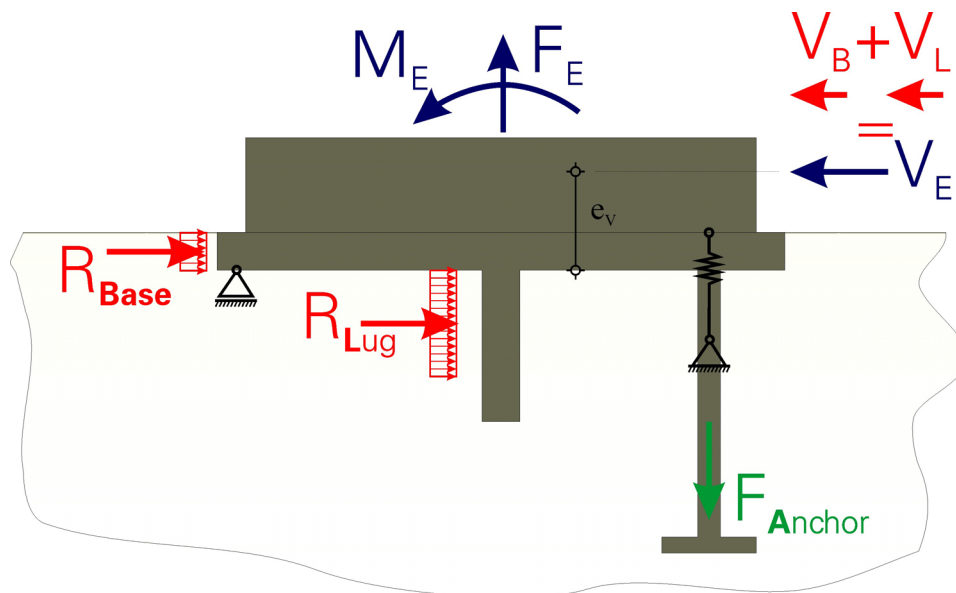


Bild 123: Lastabtragung am Einbauteil mit Schubdübel und Grundplatte

Fig. 123: Load carrying system of the fittings with shear lugs and base plate

Diese Befestigung ist dann sehr leistungsfähig und kann ein sehr gutmütiges, sprich duktiles Versagen aufweisen. Die Befestigung kann überall dort zum Einsatz kommen, wo eine Lasteinleitung nach dem System einer Konsole ausgebildet werden muss. Die Ausbildung des Einbauteiles in Stahl erlaubt es recht einfach, entsprechende Anschlusskonstruktionen an die Grundeinheit – Grundplatte, Schubdübel und Ankerbolzen – adaptieren zu können. Somit ist die Konstruktion sehr vielseitig und kann leicht sehr unterschiedlichen Aufgabenstellungen angepasst werden. Eine extrem konzentrierte Lasteinleitung ist möglich und unterstützt somit die Forderungen des modernen Montagebaues.

Aber auch ein Einsatz zur Verstärkung bestehender Bauwerke ist denkbar. Hierzu muss lediglich im Ankergrund eine Aussparung für die lastübertragenden Bauteile geschaffen werden. Diese kann dann gefüllt oder verpresst werden um den Kraftschluss herzustellen. Als Zuganker ist dann jede Form nachträglich zu setzender Normalkraftdübel denkbar.

Denkt man an die Verstärkung bestehender Bauteile, etwa die Verstärkung von Brücken mit externen Spanngliedern, so kann im Spezialfall der Zuganker auch für 2 Einbauteile – beidseitig der Stege kurzgeschlossen werden, also ein Zuganker verbindet

beide Einbauteile. Wird dieser dann eventuell auch noch vorgespannt, so beeinflusst die Nachgiebigkeit des Zugankers das Tragvermögen des Einbauteiles nicht mehr, und die Lasteinleitung mit Schubdübel kann maximal ausgenutzt werden.

Zur Anregung möchte ich die Arbeit hier mit einigen Stichworten zu möglichen Einsatzgebieten abschließen:

- Auflagerung von Unterzügen, Treppen und Podesten und vielem mehr
- Verbindungsglieder von Holz- und Stahlkonstruktionen und Betonbauteilen
- Verbundsicherung im Verbundbau
- Erzeugen einer Durchlaufwirkung für mit Ortbeton ergänzte Verbundträger
- Verankerung externer Spannglieder, nicht nur zur Ertüchtigung

## 10 VERZEICHNISSE

### 10.1 VERZEICHNIS DER LITERATUR

- [1] Ahner, C.; Tue, N.V.: Sicherheitskonzept für den nichtlinearen Traglastnachweis. 35. Forschungskolloquium des DAfStb und 6. Leipziger Massivbau-Seminar, 19.-20. März 1998, Leipzig, Seite 91-100, auch erschienen in LASER 2, Universität Leipzig, Seite 317-334.
- [2] Bode, H.; Hanenkamp, W.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln bei Zugbeanspruchung. Bauingenieur 60 (1985), S. 361-367.
- [3] Bode, H.; Kunzel, R.: Steifigkeit und Verformbarkeit von Verbundmitteln im Hochbau. International Symposium, composite steel concrete structures, Vol. I, Bratislava 132/1987.
- [4] Breuninger, U.: Design of lying studs with longitudinal shear force. International Symposium on Connections between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Band 12 Seite 1015-1024, RILEM Publications S.A.R.L, Stuttgart September 2001.
- [5] Cervenka, V; et al.: ATENA Program Documentation Part 1 to 8 and Tutorials, Cervenka Consulting, Prague, 2005.
- [6] Cervenka, J; Surovec, J; Cervenka, V.: Fracture-plastic model for the analysis of reinforced concrete structures subjected to fire. Paper from , Cervenka Consulting, Prague, 2005.
- [7] Curbach, M.; Schlüter, F.: Bemessung im Betonbau, Ernst & Sohn Berlin 1988, ISBN 3-433-01277-6.
- [8] Curbach, M.; Körner, C.; Michler, H.: Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln im Betonbau zur Übertragung großer Schubkräfte, Lehrstuhl für Massivbau, TU-Dresden, 1998, (unveröffentlichter Zwischenbericht) 61 Seiten.
- [9] Curbach, M.; Körner, C.; Michler, H.: Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln im Betonbau zur Übertragung großer Schubkräfte, Lehrstuhl für Massivbau, TU-Dresden, 1998 (Zwischenbericht an die DFG).
- [10] Curbach, M.; Hampel, T.: Verhalten von Hochleistungsbeton unter zweiaxialer Druck-Zug-Bbeanspruchung. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF 11011 B/ DBV 198, TU-Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau, Dresden 1999.

- [11] Curbach; Hampel; Speck; Scheerer: Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungs-beton bei zwei- und dreiaxialer Druckbeanspruchung. Lehrstuhl für Massivbau, TU-Dresden, Abschlussbericht 2000.
- [12] Curbach, M.; Körner, C.; Michler, H.: Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln im Betonbau zur Übertragung großer Schubkräfte. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Cu 37/3-1, TU-Dresden, Lehrstuhl für Massivbau, 2001.
- [13] Curbach, M., Michler, H., Flederer, H., Proske, D.: Zur Anwendung von Quasi-Zufallszahlen bei der Simulation unter ANSYS. In: 19. CAD-FEM User's Meeting 2001, Beitrag Nr. 2.2.2., Potsdam 2001 .
- [14] Curbach, M.; Michler, H.: Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln. 100 Jahre Beton- und Stahlbetonbau , Beton- und Stahlbetonbau 96(2001), Heft 4 Seite 301.
- [15] Curbach, M.; Michler, H.; Proske, D.: Application of quasi-random numbers in Monte-Carlo-Simulation. ASRANet Integrating Structural Reliability with Advanced Structural Analysis, 1st ASRANet International Colloquium Glasgow, Scotland 8-10th July 2002, Book of Abstracts and Proceedings on CD-ROM, University of Glasgow, 2002.
- [16] Curbach, M.; Michler, H.: Tragverhalten von Befestigungen mit Schubdübeln, Beton- und Stahlbetonbau 97(2002) Heft 11, Seite 590 – 598 Ernst&Sohn, Berlin.
- [17] Curbach, M.; Michler, H.: Tragfähigkeit von Befestigungen mit Schubdübeln, Befestigungstechnik, Bewehrungstechnik und ..., Festschrift zum 60. Geburtstag Prof. R. Eligehausen, Institut für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) Stuttgart, September 2002, Seite 133 – 146, Herausgeber Werner Fuchs, Hans-Wolf Reinhardt ibidem-Verlag Stuttgart ISBN 3-89821-208-4.
- [18] Curbach, M.; Michler, H.: Befestigungen mit Schubdübeln – Ein Bericht zur Versuchsdurchführung und Auswertung, Schriftenreihe des Instituts für Tragwerke und Baustoffe, Technische Universität Dresden, Heft 18 Seite 66 – 91, Dresden 2002.
- [19] Curbach, M.; Speck, K.: Mehraxiale Festigkeit von duktilem Hochleistungs-beton. DAfstb 524, Beuth 2002, ISBN 3-410-65724-X.
- [20] Curbach, M., Michler, H., Scheerer, S.: Typenstatik Einbauteile Fundament, Gutachten für die Firma GOLDBECK BAU GmbH, Treuen, Lehrstuhl für Massivbau, TU Dresden, Dresden 2003.
- [21] Curbach, M.; Scheerer, S.: Materialverhalten von Hochleistungsleichtbeton (HLLB) unter mehraxialer Beanspruchung. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Cu 37/5-1, TU-Dresden, Institut für Massivbau, 2006.
- [22] Cook, R. et al.: Behavior and Design of Singel Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. ACI Structural Journal, V. 95 (1998), No. 1, S. 9-26.

- [23] Cook, Ronald A; Pfeil, Christopher, R.: Design of Fastenings with Shear Lugs (Report based on tests reported by J.V. Rotz) American Concrete institute (aci) 1999 Fall Convention, Baltimore, 1999.
- [24] Cook, Ronald A.: Fastenings to Concrete and Masonry Structures fib SAG 4 Beijing , China May 21/22, 2002.
- [25] Dahl, K.: A Failure Criterion for Normal and High Strength Concrete. Dissertation, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby, 1992.
- [26] Design of Fastenings in Concrete. Draft CEB Guide Part 1 to 3; Fastenings to Seismic Retrofitting, State-of-the-Art Report on Design and Application, CEB-Bulletin d'Information Nr. 226, Lausanne 1995.
- [27] Design of Fastenings in Concrete. Design Guide – Parts 1 to 3; CEB-Bulletin d'Information Nr. 233, Lausanne 1997.
- [28] Design of Fastenings in Concrete. Draft CEB Design Guide – Parts 1 to 5; Arbeitsentwurf 02/2005.
- [29] Design of Fastenings in Concrete. Draft CEB Design Guide – Parts 1 to 5; Arbeitsentwurf 08/2005.
- [30] DIN 1045 (Juli 1988): Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Beuth Verlag, Berlin 1988.
- [31] DIN 1045-1 (Juli 2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin 2001.
- [32] DIN E 18800-1 (Entwurf November 1990): Stahlbauten, Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion.
- [33] DIN E 18800-5 (Entwurf April 1998): Stahlbauten, Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Entwurf April 1998.
- [34] DIN E 18800-5 (Entwurf Januar 1999): Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Januar 1999.
- [35] DIN V 18800-5 (Vornorm November 2004): Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion, November 2004.
- [36] Eibl, J.: Nichtlineare Traglastermittlung/Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), Heft 6, Seite 137-139.
- [37] Eibl, J.; Schmidt-Hurtienne, B.: Grundlagen für ein neues Sicherheitskonzept, 1995, Bautechnik Vol. 72, Nr. 8, S. 501-506.
- [38] Eibl, J.: Ein Sicherheitsformat für die nichtlineare Traglastbemessung (ULS) nach DIN 1045 neu. Sicherheit und Risiko im Bauwesen, Grundlagen und praktische Anwendung, Darmstadt 14.-15. September 2000, Institut für Statik, Technische Universität Darmstadt, 2000.
- [39] Elgehausen, R.: Bemessung von Befestigungen in Beton mit Teilsicherheitsbeiwerten. Bauingenieur 65 (1990), S. 295-305.



- [40] Eligehausen, R. und andere: Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung. Bauingenieur 67 (1992), S. 183-196.
- [41] Eligehausen, E.; Mallée, R.; Rehm, G.: Befestigungstechnik, Abdruck im Betonkalender 1997, Teil D, Band 2 (Seite 609-753), Ernst und Sohn 1997.
- [42] Eligehausen, R.; Pregartner, T.; Weber, S.: Befestigungen im Mauerwerk, Abdruck im Mauerwerk-Kalender 2000, Abschnitt BV, Ernst und Sohn 2000.
- [43] Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Ernst und Sohn, Reihe Bauingenieur-Praxis, Berlin 2000, ISBN 3-433-01134-6
- [44] Fastenings to Reinforced Concrete and Masonry Structures. State-of-the-Art Report, Part I and Part II, CEB-Bulletin d'Information Nr. 206/7, Lausanne 1991
- [45] Fastenings to Concrete and Masonry Structures. State-of-the-Art Report, CEB-Bulletin d'Information Nr. 216, Lausanne 1994
- [46] Fastenings to Seismic Retrofitting. State-of-the-Art Report on Design and Application, CEB-Bulletin d'Information Nr. 232, Lausanne 1996
- [47] Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen, Beton- und Stahlbetonbau (1995), Heft 1, Seite 6-9, Heft 2, Seite 38-44, Heft 3 Seite 73-76.
- [48] Furche, J.: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart 1994.
- [49] Hampel, T.: Experimentelle Analyse des tragverhaltens von Hochleistungsbe-  
ton unter mehraxialer Beanspruchung, Dissertation am Institut für Massiv-  
bau, Fakultät Bauingenieurwesen, TU-Dresden, Dresden 2006
- [50] Hanswille, G., Jost, K., Schmitt, C., Trillmich, R.: Experimentelle Untersuchun-  
gen zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln mit großem Schaftdurchmesse,  
Stahlbau 67(1998), Heft 7 Seite 555-560, Berlin: Verlag Ernst&Sohn 1998.
- [51] Hartz, U.: Neues Normenwerk im Betonbau. DIBt-Mitteilungen 1/2002,  
S. 2-6.
- [52] Johnson, R.P.; Oehlers, D. J.: The Strength of Stud Shear Connectors in  
Composite beams. The Structural Engineer, Volume 65B/2, June 1987.
- [53] König, G.; Tue, N.V, Ahner, C.: Consistent safety format. CEB Bulletin d'  
Information Nr. 239, Seite 1-16.
- [54] Körner, C; et al.: Untersuchungen zur Tragfähigkeit vorwiegend schubbean-  
spruchter Verankerungen mit Schubdübeln. Institut für Stahlbeton Dresden,  
1979 (unveröffentlichter Bericht).
- [55] Körner, C.; Schwegel, P.: Nachweis der Betontragfähigkeit im Verankerungs-  
bereich von Stahleinbauteilen. Betontechnik H. 1, 1986.

- [56] Körner, C.: Verankerung schwerer Lasten mit Schubdübeln. 34. Forschungskolloquium des DAfStb am 9./10. Oktober 1997 an der TU-Dresden.
- [57] Körner, C.: Bericht zu den bisherigen F/E-Ergebnissen an die CEB-AG „Fastenings“.
- [58] Hagedorn, U; Kuhlmann, U; Pfister, H; Weber, J.: Eine Neuentwicklung im Stabbogenverbundbrückenbau – Die Amperbrücke -, Stahlbau 66, Juli 1997.
- [59] Kuhlmann, U.: Design, calculation and details of tied-arch bridges in Composite constructions, Proceedings of Composite Construction III, Engineering Foundation Conference, Irsee, Germany, June 1996, published by ASCE 1997.
- [60] Kuhlmann, U.; Breuninger, U.: Zur Tragfähigkeit von horizontal liegenden Kopfbolzendübeln. Stahlbau 67 (1998), Heft 7 Seite 547- 554, Ernst & Sohn, 1998.
- [61] Kuhlmann, U.: Recent Developments and Changes of Composite Structures, International Symposium on Connections between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Band 2 Seite 995-1014, RILEM Publications S.A.R.L, Stuttgart September 2001.
- [62] Kuhlmann, U., Imminger, T., Rybinski, M.: Zur Tragfähigkeit von Ankerplatten in bewehrtem Beton, Stahlbau 73(2004), Heft 4 Seite 270-275, Berlin: Verlag Ernst&Sohn 2004.
- [63] Michler, H.: Load capacity of shear loaded anchorages, 3rd PHD-Symposium in Civil Engineering, Band 1 Page 153-163, Institute of Structural Engineering, University of Agricultural Sciences Vienna, October 5-7, 2000.
- [64] Michler, H., Curbach, M.: Behaviour and Design of Fastenings of Shear Lugs in Concrete. 23rd Meeting of fib SAG4 "Fastening to Concrete and Masonry Structures" may 28/29, 2001 at Wailea, Maui, Proceedings on CD-Rom, Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart 2001.
- [65] Michler, H., Curbach, M.: Behaviour and design of fastenings of shear lugs in concrete. International Symposium on Connections between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Band 1 Seite 90-101, RILEM Publications S.A.R.L, Stuttgart September 2001.
- [66] Michler, H., Curbach, M.: Behaviour and Design of Fastenings of Shear Lugs in Concrete. 24rd Meeting of fib SAG4 "Fastening to Concrete and Masonry Structures" September 14, 2001 at Stuttgart, Germany. Proceedings on CD-Rom, Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart 2001.
- [67] Mirza, S. A.; Hatzinikolas, M.; Mac Gregor, J. G.: Statistical Description of Strength of Concrete. Journal of Struktural Division (1979), S. 1021-1037.
- [68] Ollgaard, H. G.; Slutter, R. G.; Fischer, j. D.: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight-Concrete. AISC-Eng. Journal, pp 55-64. April 1971.

- [69] Opitz, H.: Ein Beitrag zum Festigkeitsverhalten des Betons bei mehrachsiger Beanspruchung. Dissertation an der Technischen Universität Dresden, 1970.
- [70] Ottosen, N.S.: A Failure Criterion for Concrete. Journal of Engineering Mechanics Division ASCE, Vol. 103, EM 4, Sept. 1977.
- [71] Ottosen, N.S.: Constitutive Model of Concrete Versus Recent Experimental Data. Risø-I-72, Risø National Laboratory Roskilde, Denmark, June 1981.
- [72] Ottosen, N.S.: Further Documentation of a Constitutive Model of Concrete. Risø-I-112, Risø National Laboratory Roskilde, Denmark, Oktober 1982.
- [73] Pfeiffer, U.; Quast, U.: Nichtlineares Berechnen stabförmiger Bauteile. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 9, Seite 529-538.
- [74] Proske, D.: Beitrag zur Risikobeurteilung von alten Brücken unter Schiffsanprall, Dissertation Institut für Massivbau, Fakultät Bauingenieurwesen, TU-Dresden, Dresden 2003.
- [75] Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik, Abdruck im Betonkalender 1988, Teil D, Band 2, Ernst und Sohn 1988.
- [76] Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik, Abdruck im Betonkalender 1992, Teil E, Band 2, Ernst und Sohn 1992.
- [77] Richtlinie zur Berechnung und baulichen Durchbildung der Verankerung von Stahleinbauteilen. Betonleichtbaukombinat, Institut für Stahlbeton, Dresden 1985.
- [78] Rotz, J.V.; Reifschneider, M.: Combined Axial and Shear Load Capacity of Steel Embedments in Concrete. Report Bechtel Power Corporation, 1991.
- [79] Roik, K.; Hanswille, G.: Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Stahlbau 52(1983), Seite 301-308, Berlin: Verlag Ernst&Sohn 1983.
- [80] Roik, K.; Hanswille, G.: Hintergrundbericht zu EUROCODE 4, Abschnitt 6.3.2 Bolzendübel. Bericht EC 4 / 8/88, Ministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau Nr.: RS II 16741028630, Bochum, Dezember 1988.
- [81] Rüschi, H.; Shell, R.; Rackwitz, R.: Statische Analyse der Betonfestigkeit Heft 206. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1969.
- [82] Schlaich, J.: Development and Application of saw-tooth Connections for Composite Structures. International Symposium on Connections between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Band 2 Seite 1105-1118, RILEM Publications S.A.R.L., Stuttgart September 2001.
- [83] Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. Betonkalender 1993, Teil 2, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1993, S. 327-486.
- [84] Schlaich, J.; Pötzl, M.; Beiche, H.; Ehrke, E. und Decker, U.: Die Brücke über das Nesenbachtal im Zuge der Ostumfahrung Stuttgart-Vaihingen, Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 2000.

- [85] Schmid, V.: Geometry, Behaviour and Design of high Capacity Saw-Tooth Connections. International Symposium on Connections between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Band 2 Seite 1119-1128, RILEM Publications S.A.R.L, Stuttgart September 2001.
- [86] Six, M.: Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 534, Beuth Verlag, Berlin 2003.
- [87] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen – 2., neubearbeitete Auflage, , Springer-Verlag Wien; New York, 1992. (ISBN 3-211-82348-4).
- [88] Stein, R.: Untersuchungen zum lokalen Tragverhalten von Kopfbolzendübeln. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Stahlbau, TU-Dresden, 1997.
- [89] Tue, N.V.: Relationship between the bearing capacity of cross section and the bearing capacity of whole structure, LACER No. 1, Universität Leipzig, Seite 319-331.
- [90] Willam, K.J.; Warnke, E.P.: Constitutive Model for Triaxial Behavior of Concrete. IABSE Report Vol. 19, 1974, Colloquium on „Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses“. ISMES Bergamot, 1974.
- [91] Zulassung für Nelson-Kopfbolzen. Deutsches Institut für Bautechnik, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Zulassungsnummer Z-21.5-82, Berlin, Februar 2000.

## 10.2 VERZEICHNIS DER BILDER

|          |   |    |
|----------|---|----|
| Bild 1:  | Schubdübel – Komponenten des Befestigungssystems  | 7  |
| Bild 2:  | Hauptlastübertragung für Schubdübel und Dübel   | 8  |
| Bild 3:  | Vergleich der Spannungsverteilung am Stabdübel und Schubdübel   | 10 |
| Bild 4:  | Typische Bauteile einer Befestigung mit Schubdübeln   | 11 |
| Bild 5:  | Anwendung von starrer Dübel (Blockdübel) im Verbundbrückenbau   | 20 |
| Bild 6:  | Befestigungen mit Schubdübeln, Schubtragfähigkeit $Q_{Br}$ von Verankerungen in Abhängigkeit von Dübelform und Verankerungsparametern nach [54] | 24 |
| Bild 7:  | Funktionelle Abhängigkeit der Schubbruchlasten von Betonfestigkeit, Form und Einbindetiefe der Dübel aus [9]                                    | 26 |
| Bild 8:  | Interaktionsdiagramme für Dübelverankerungen bei kombinierter Schub- und Längskraftbeanspruchung  | 27 |
| Bild 9:  | „Starre“ Dübel nach E-DIN 18800-5 [34]  | 31 |
| Bild 10: | Winkeldübel nach E-DIN 18800-5 [34]   | 32 |
| Bild 11: | Zahnleisten, oben nach [83], unten nach [85]  | 33 |
| Bild 12: | Grundformen der Stahleinbauteile nach [56]  | 35 |
| Bild 13: | Typische in den Ankergrund eingelassene Ankerplatte mit Schubdübel  | 36 |
| Bild 14: | Probekörper Ausführungen für die Bechtel Versuche   | 37 |
| Bild 15: | Abmessungen der Probekörper   | 37 |
| Bild 16: | Traganteile von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten nach [80]  | 44 |
| Bild 17: | Standardisierter Abscherversuch nach [80]   | 45 |
| Bild 18: | Lasteinleitung bei Platten mit liegenden Kopfbolzendübeln   | 46 |
| Bild 19: | Vergleich des Last-Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln  | 47 |
| Bild 20: | Berechnung von Ankerplatten mit der Methode der Stabwerkmodelle   | 49 |
| Bild 21: | Modell und Ansatz aus KUHLMANN [62]   | 50 |
| Bild 22: | Einbauteile Prinzip und Konstruktion  | 55 |
| Bild 23: | Einbauteile mit Kastendübel   | 56 |
| Bild 24: | Prüfkörperbezeichnung zu Tabelle 3  | 57 |
| Bild 25: | Versuchsstand   | 59 |
| Bild 26: | Schematischer Versuchsaufbau der Gruppen <b>I</b> und <b>II</b>   | 60 |
| Bild 27: | Versuchsaufbau, Gruppe <b>III</b>   | 61 |
| Bild 28: | Darstellung aller im Versuch gewonnenen Bruchlasten, Überblick  | 63 |
| Bild 29: | Messpunkt mit Verschieberichtungen  | 65 |
| Bild 30: | Kräfte und Bezeichnungen am Einbauteil  | 66 |

| Verzeichnis der Bilder   | Seite |
|--|-------|
| Bild 31: Last-Verschiebungs-Diagramme für eine durch Schub belastete Verankerung ohne besonderen Schubdübel  | 67    |
| Bild 32: Last-Verschiebungs-Diagramme für eine durch Schub belastete Verankerung mit weichem Schubdübel ( $h_D = 4 \text{ cm}$ )                                   | 68    |
| Bild 33: Last-Verschiebungs-Diagramme für eine durch Schub belastete Verankerung mit steifem Schubdübel ( $h_D = 8 \text{ cm}$ )                                   | 69    |
| Bild 34: Last-Verschiebungs-Diagramme für eine durch Schublast belastete Verankerung mit weichem Schubdübel ( $h_D = 8 \text{ cm}$ )                               | 70    |
| Bild 35: Mögliche Laststeigerung bis $V_{ges}$ nach einem Versagen der Stirnfläche infolge $V_{ks}$  | 73    |
| Bild 36: Vergleich der Arbeitslinien $v_4$ und $w_4$ für Dübel I4 und I8, Variation der Zusatzbeanspruchung  | 75    |
| Bild 37: Betonversagen vor dem Dübel   | 76    |
| Bild 38: Materialversagen des Dübels   | 76    |
| Bild 39: Ankerversagen   | 77    |
| Bild 40: Betondruckspannungen $\sigma_m$ vor dem Dübel $A_{Lug}$ bzw. $A_C$ unter Ansatz einer Rechteckspannungsverteilung; Versuche mit reiner Schubbeanspruchung | 80    |
| Bild 41: Ablaufdiagramm zur Nachrechnung der Versuche  | 84    |
| Bild 42: Kräfte und Bezeichnungen am Dübel   | 85    |
| Bild 43: Erreichte Übereinstimmung Modell und Versuch  | 86    |
| Bild 44: Versagen der Auflager beim Versuch  | 87    |
| Bild 45: FE-Modellierung mit ANSYS unter Ausnutzung der Symmetrie  | 92    |
| Bild 46: Darstellung der Kräfteverteilung vor den lastübertragenden Flächen  | 93    |
| Bild 47: Vergleich der übertragenen Kontaktkräfte vor den lastübertragenden Flächen  | 95    |
| Bild 48: Verschiebungen und Trajektorien für ein System mit weichem 4-cm-Dübel   | 97    |
| Bild 49: Verschiebungen und Trajektorien für ein System mit weichem 8-cm-Dübel   | 98    |
| Bild 50: Einflüsse auf das Tragvermögen der Befestigungen  | 100   |
| Bild 51: Definition  | 104   |
| Bild 52: Räumliche Bruchkurve mit horizontalen Schnitten aus [21]  | 106   |
| Bild 53: Kontrollberechnung eines Prisma mit ATENA   | 107   |
| Bild 54: Einstellungen für SBeta für einen Beton mit $f_c = 28 \text{ N/mm}^2$   | 108   |
| Bild 55: Vergleich der Rechenergebnisse für verschiedene Elementtypen bei der Prismennachrechnung  | 110   |

| Verzeichnis der Bilder  | Seite |
|---|-------|
| Bild 56: Aufspalten der Lastabtragung in die Modelle LUG und BASE   | 111   |
| Bild 57: Ablaufdiagramm – Berechnung/Herleitung der Einzelmodelle   | 111   |
| Bild 58: Modell LUG – Übersicht zur Lastübertragung   | 113   |
| Bild 59: oben: System, Geometrie und Lagerung; unten: Belastung   | 116   |
| Bild 60: Zusammenstellung aller Bruchlasten [kN]  | 118   |
| Bild 61: Vergleich der Rechenwerte (FEM) und der Formelwerte,<br>$\alpha_{3D} = 1,0$  | 119   |
| Bild 62: Grundwerte am System LUG   | 121   |
| Bild 63: Entwicklung von $V_E$ und Ankerkraft $F_A$ für das System A136_02  | 127   |
| Bild 64: Einfluss der Ankersteifigkeit auf $\max V_{ges,Dübel} - R_{Lug}$   | 128   |
| Bild 65: A236 Variation der Ankersteifigkeit bei Exzentrizität $e = 40$ mm  | 128   |
| Bild 66: Kräfte und Bezeichnungen am verformten Modell LUG  | 130   |
| Bild 67: Grenzfälle des Druckspannungszustandes vor dem Dübel   | 131   |
| Bild 68: Verformungen, Wege und Verdrehungen am verformten<br>Modell LUG  | 136   |
| Bild 69: Reduktion der Last vor dem Dübel – $\Delta R_2$  | 138   |
| Bild 70: Zusammenstellungen der Verformungen am Dübel –<br>System Kragarm   | 141   |
| Bild 71: Nachrechnung für Versuche  | 144   |
| Bild 72: Variation des Mehraxialfaktors $\alpha_{3D}$   | 145   |
| Bild 73: Nachrechnung der Versuche – Variation der Reibung  | 148   |
| Bild 74: Nachrechnung der Versuche – Variation der<br>Ankerkopfverschiebung   | 151   |
| Bild 75: Modell LUG – zu wählende Faktoren  | 154   |
| Bild 76: Definition der Verschiebung für das Modell LUG und<br>Gegenüberstellung verschiedener Parabelexponenten  | 156   |
| Bild 77: Modell BASE – Übersicht zur Lastübertragung  | 166   |
| Bild 78: Grundwerte der Bruchlasten für das Modell BASE mit<br>Geradengleichungen   | 169   |
| Bild 79: Modell mit 20 mm Einbindetiefe, Rissbildung und überhöhte<br>Verformung (oben), Spannungsverteilungen – $\sigma_x$ – in Lastrichtung<br>vor der Stirnfläche (unten). | 171   |
| Bild 80: Modell mit 50 mm Einbindetiefe, Rissbildung (oben),<br>Spannungsverteilungen – $\sigma_x$ – in Lastrichtung vor der Stirnfläche<br>(unten).                          | 172   |
| Bild 81: Vergleich der Spannungsverteilungen vor der Stirnfläche – $\sigma_x$   | 173   |

| Verzeichnis der Bilder   | Seite |
|--|-------|
| Bild 82: Verschiebungen der Grundplatte – Werte nach FEM und Nachrechnung  | 174   |
| Bild 83: Ankerverschiebung aufgetragen über die Last-Exzentrizität $e_v$ für das System Sx3                      | 175   |
| Bild 84: Grenzdrehwinkel nach Gl. (6.35) und umgerechnet auf die Verschiebung $u_A$                              | 176   |
| Bild 85: Definition $\Phi_{Grenz}$ .   | 177   |
| Bild 86: Abminderung $R_{Base}$ in Abhängigkeit zu $\Phi/\Phi_{Grenz}$ .   | 178   |
| Bild 87: Kräfte und Bezeichnungen am verformten Modell BASE  | 179   |
| Bild 88: Definition der Verschiebung für das Modell „BASE“ und Gegenüberstellung verschiedener Parabelexponenten | 182   |
| Bild 89: Verbleich der Nachrechnung – Modell BASE – mit den Versuchswerten                                       | 183   |
| Bild 90: Schnittgrößen für die Grundmodelle  | 190   |
| Bild 91: Verformungen für die Grundmodelle   | 191   |
| Bild 92: Berücksichtigung von Teilverschiebungen   | 193   |
| Bild 93: Nachrechnung der Stirnbruchlasten – vereinfachte Ankerkraftberechnung                                   | 196   |
| Bild 94: Nachrechnung der Traglast – vereinfachte Ankerkraftberechnung   | 196   |
| Bild 95: Nachrechnung der Stirnbruchlasten – genaue Ankerkraftberechnung $F_{Anker, anders}$                     | 197   |
| Bild 96: Nachrechnung der Traglast – genaue Ankerkraftberechnung $F_{Anker, anders}$                             | 197   |
| Bild 97: Abwägung für Stirnbruchlasten.  | 199   |
| Bild 98: Abwägung für Traglasten.  | 200   |
| Bild 99: Nachrechnung der Traglasten und Vergleich mit den Versuchen – gefiltert                                 | 202   |
| Bild 100: Nachrechnung der Stirnbruchlasten und Vergleich mit den Versuchen – gefiltert                          | 203   |
| Bild 101: Allgemeine Darstellung der untersuchten Einbauteile  | 206   |
| Bild 102: Spannungsverhältnisse vor dem Dübel  | 207   |
| Bild 103: Aufspalten der Lastabtragung   | 210   |
| Bild 104: Ablaufdiagramm – Berechnung der Einzelmodelle  | 211   |
| Bild 105: Grundwerte der Lastübertragung vor dem Dübel   | 212   |
| Bild 106: Grundwert der Längsverschiebung im Modell LUG  | 212   |
| Bild 107: Kräftegleichgewicht am unverformten System, Modell LUG   | 215   |
| Bild 108: Kräfte und Bezeichnungen am verformten Modell LUG  | 216   |



| Verzeichnis der Bilder  | Seite |
|---|-------|
| Bild 109: Verformungen, Wege und Verdrehungen am verformten Modell LUG                      | 218   |
| Bild 110: Reduktion der Last vor dem Dübel – $\Delta R_2$                                   | 221   |
| Bild 111: Berechnung der Verformungen am Dübel – System Kragarm                             | 223   |
| Bild 112: Grundwerte der Lastübertragung vor der Grundplatte                                | 226   |
| Bild 113: Gleichgewicht am unverformten System BASE   | 228   |
| Bild 114: Kräfte und Bezeichnungen am verformten Modell BASE                                | 229   |
| Bild 115: Entwicklung der Lastübertragung vor der Grundplatte                               | 232   |
| Bild 116: Modell LUG – Last-Verschiebungs-Beziehung   | 236   |
| Bild 117: Modell BASE – Last-Verschiebungs-Beziehung  | 237   |
| Bild 118: Kombination der Modelle   | 238   |
| Bild 119: Kräfte und Bezeichnungen am kombinierten Modell – Einbauteil                      | 240   |
| Bild 120: Beispiel  | 241   |
| Bild 121: 3.1 und 3.2 mit Streuung nach Tabelle 15 in $f_c$ , $\mu$ und $\Delta L_{Kopf}$ . | 261   |
| Bild 122: Streuung nur in der Hauptvariablen $f_c$ für 3.2 und 12.2                         | 262   |
| Bild 123: Lastabtragung am Einbauteil mit Schubdübel und Grundplatte                        | 272   |

Verzeichnis der Bilder

Seite

### 10.3 VERZEICHNIS DER TABELLEN

|              |  |     |
|--------------|--|-----|
| Tabelle 1    | Befestigungstechnik, Forschung und Richtlinien nach KÖRNER   | 22  |
| Tabelle 2    | Gliederung des aktuellen Entwurfs: fib/CEB guide „Design of Fastenings in Concrete“                                    | 29  |
| Tabelle 3    | Zusammenstellung der Materialparameter, Schubbruchlasten $obs V_c$ und Betondruckspannungen $\sigma_b = obs V_c / A_c$ | 58  |
| Tabelle 4    | Benennung der Rechnungen   | 115 |
| Tabelle 5    | Werte für 20 mm Dübelstärke  | 117 |
| Tabelle 6    | Reale und untersuchte Steifigkeit im Zuganker  | 123 |
| Tabelle 7    | Definition der Exzentrizitäten   | 124 |
| Tabelle 8    | Benennung der Rechnungen   | 125 |
| Tabelle 9    | Abschätzung Kopfbewegung   | 143 |
| Tabelle 10   | Ankerbruchlasten für die verwendeten Zuganker  | 143 |
| Tabelle 11   | Vergleich der Parameter  | 156 |
| Tabelle 12a: | Rechnerische und gemessene Verschiebungen am Modell LUG  | 157 |
| Tabelle 13:  | Benennung der Rechnungen   | 167 |
| Tabelle 14:  | Zusammenstellung der Werte „horizontal“, Modell „BASE“   | 168 |
| Tabelle 15   | Statistische Parameter 3.1/2 und 12.1/2.   | 260 |
| Tabelle 16   | Ergebnisse der Berechnung mit statistischen Parameter 3.1/2 und 12.1/2   | 260 |
| Tabelle 17   | Varianten zur Berechnung unbewehrten Betons  | 267 |
| Tabelle 18   | Verhältniswerte der mittleren charakteristischen Betonfestigkeiten zu der Betonfestigkeit                              | 269 |
| Tabelle 19   | Faktoren $V_{E,d} = V_E / \gamma$ .  | 270 |

Verzeichnis der Tabellen

Seite

# 11 ANHÄNGE

Die Anhänge finden sich in einem eigenen Band:

## **Schubdübel – Shear Lugs**

### **Anhang**

Dieser enthält die erweiterten Arbeitsmaterialien zur Herleitung der hier vorgestellten Formeln. Enthalten sind die Kapitel:

- A1 Abschlussbericht CU 37/3-1
- A2 Ergänzung der Datenbasis mit Atena
- A3 Modell LUG – Schubdübel  
Erweiterte Herleitung des Modells LUG
- A4 Modell BASE – Grundplatte  
Erweiterte Herleitung des Modells BASE
- A5 Zusammenführen der Modelle  
Erweiterte Herleitung der Zusammenführung





